



TUGAS AKHIR - RC14-1501

**ALTERNATIF BENTUK KONSTRUKSI PERTEMUAN ANTARA
TIMBUNAN REKLAMASI DENGAN JEMBATAN PADA TELUK
LAMONG - SURABAYA**

YUDHA SETYAWAN
NRP. 3114 105 061

Dosen Pembimbing I
Musta'in Arif, S.T., M.T

Dosen Pembimbing II
Dr. Yudhi Lastiasih, S.T, M.T

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR - RC14-1501

**ALTERNATIF BENTUK KONSTRUKSI PERTEMUAN ANTARA
TIMBUNAN REKLAMASI DENGAN JEMBATAN PADA TELUK
LAMONG - SURABAYA**

YUDHA SETYAWAN
NRP. 3114 105 061

Dosen Pembimbing I
Musta'in Arif , S.T., M.T

Dosen Pembimbing II
Dr. Yudhi Lastiasih , S.T, M.T

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT–RC14-1501

**ALTERNATIVE CONSTRUCTION FORMS OF BRIDGE
JOINT AND EMBANKMENT IN TELUK LAMONG –
SURABAYA**

YUDHA SETYAWAN
NRP 3114 105061

Supervisors I
Mustain Arif , S.T, M.T

Supervisors I
Dr. Yudhi Lastiasih , S.T,M.T

Departement of Civil Engineering
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institut of Technology
2017

**ALTERNATIF BENTUK KONSTRUKSI
PERTEMUAN ANTARA JEMBATAN DAN
TIMBUNAN DI TELUK LAMONG SURABAYA**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Bidang Studi Geoteknik

Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

YUDHA SETYAWAN

Nrp. 3114 105 061

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing I :

1. Mustain Arif, S.T., M.T.

Pembimbing II :

2. Dr. Yudhi Lastiasih, S.T., M.T.



**SURABAYA
JANUARI, 2017**

ALTERNATIF BENTUK KONSTRUKSI PERTEMUAN ANTARA TIMBUNAN REKLAMASI DENGAN JEMBATAN PADA TELUK LAMONG - SURABAYA

Nama Mahasiswa : Yudha Setyawan
NRP : 3114105061
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Musta'in Arif, ST.,MT
Dr. Yudhi Lastiasih, ST.,MT

ABSTRAK

Terminal Teluk Lamong merupakan pelabuhan yang berada di perbatasan antara Kota Surabaya dan Kabupaten Gresik, Jawa Timur. Pelabuhan ini dibangun pada pertengahan 2014 yang berdiri di atas tanah seluas 50 hektar yang di disain untuk mengatasi kelebihan kapasitas yang terjadi di Pelabuhan Tanjung Perak, Surabaya. Enam dermaga di Tanjung Perak mulaidar Jamrud, Mirah, Berlian, Nilam, Terminal Peti Kemas dan Kalimas kini sudah jenuh dan overload. Catatan PT. Pelabuhan Indonesia (Pelindo) III menunjukan, Over Cargo atau kelebihan kapasitas yang dialami pelabuhan terbesar di kawasan Indonesia bagian Timur ini menjadikan waiting time atau antrian bongkar muat barang menjadi sangat lambat. Efisiensi dalam operasional adalah keunggulan yang belum dimiliki pelabuhan-pelabuhan besar lain di Indonesia. Ini merupakan potensi yang dapat ditawarkan kepada para pelaku usaha, eksportir dan importer agar memproses barang melalui Terminal Teluk Lamong. Pada terminal ini sendiri masih memiliki lokasi yang harus diperbaiki demi kelancaran dan efisiensi dalam oprasional pelabuhan yaitu pada Zona Interchange yang mempunyai luasan $\pm 6,8$ Ha yang terletak di sisi selatan ujung dari causeway atau lebih spesifik lagi seluas $358,9 \times 143,6 \text{ m}^2$ dan $150,4 \times 111,6 \text{ m}^2$ masih dalam perbaikan.

Permasalahan pada zona tersebut yaitu timbunan tidak boleh membentur tepi jembatan yang sudah dibangun yang berfungsi untuk menghubungkan dari Zona Interchange ke Dermaga. Apabila terjadi benturan antara timbunan dengan tepi jembatan akan mengakibatkan keruntuhan pada jembatan dan karena tidak mampu menahan gaya horizontal dari tanah timbunan tersebut. Oleh sebab itu harus direncanakan sistem perkuatan yang mampu menahan gaya horizontal tanah tersebut agar akses jalan dari Zona Interchange ke Dermaga lebih efisien dalam melakukan operasional pelabuhan.

Teradapat alternatif pilihan sistem perkuatan yaitu Sistem Perkuatan Turap. Turap merupakan konstruksi yang dapat menahan tekanan tanah di sekelilingnya, mencegah terjadinya kelongsoran dan biasanya terdiri dari dinding turap dan penyangganya. Konstruksi dinding turap terdiri dari beberapa lembaran turap yang dipancangkan kedalam tanah, serta membentuk formasi dinding menerus vertical yang berguna untuk menahan timbunan tanah atau tanah yang berlereng.

Kata Kunci :Over Cargo, Zona Interchange, Causeway, Geotextile, Turap

ALTERNATIVE CONSTRUCTION FORMS OF BRIDGE JOINT AND EMBANKMENT IN TELUK LAMONG - SURABAYA

Student Name : Yudha Setyawan
Register Number : 3114105061
Department : Teknik Sipil FTSP - ITS
Supervisor : 1. Mus'tain Arif, S.T, M.T
2. Dr. Yudhi Lastiasih, S.T, M.T

Abstract

Lamong Bay Terminal is a port located on the border between Surabaya and Gresik, East Java. This port was built in the mid 2014 that stood on the land of 50 hectares which is designed to deal with the excess capacity which occurred in the port of Tanjung Perak, Surabaya. Six jetty in Tanjung Perak start over from Jamrud, Mirah, Diamond, Sapphire, Container Terminal and Kalimas is now saturated and overload. Note PT. Pelabuhan Indonesia (Pelindo) III show, Over Cargo or excess capacity that experienced the largest port in eastern Indonesia have made the waiting time or queue unloading becomes very slow. Efficiency in the operations of the hallmarks that have not owned any other major ports in Indonesia. This is a potential that can be offered to the businessmen, exporters and importers in order to process the goods through Terminal Lamong Bay. At this terminal itself still has a location to be repaired for smooth and operational efficiency in ports, namely on Interchange Zone which has an area of + 6.8 ha located at the south end of the causeway, or more specifically an area of $358.9 \times 143.6 \text{ m}^2$ and $150.4 \times 111.6 \text{ m}^2$ still in repairs.

Problems on the zone that the pile should not hit the edge of the bridge that has been constructed which serves to connect from Interchange Zone Pier. If there is a clash between the embankment to the edge of the bridge will lead to collapse on the bridge, and being unable to withstand the horizontal force of the soil embankment. Therefore it must be planned retrofit system

which is able to withstand the horizontal force of the land in order to access the street from Pier Zone Interchange to be more efficient in performing port operations.

There is an alternative choices reinforcement system that Steel Pipe Pile Retrofitting Systems. Steel Pipe Pile is a construction that can withstand the pressure of the surrounding soil, prevent sliding and usually consists of wall plaster and the pedestal. Plaster wall construction consisting of several sheets of plaster that is anchored into the ground, as well as to form continuous vertical wall that is useful to keep a mound of earth or soil slopes.

Key Word :Over Cargo, Interchange Zone , Causeway, Geotextile, Steel Pipe Pile

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT karena atas berkat rahmat dan karunia -Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul *“Alternatif Bentuk Konstruksi Sistem Pertemuan Antara Timbunan Reklamasi Dengan Jembatan Pada Teluk Lamong - Surabaya”*.

Penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada:

1. Allah SWT yang telah melindungi dan melancarkan segala urusan tentang penyelesaian Tugas Akhir ini.
2. Orang tua dari penulis yang telah memberikan doa, kasih sayang dan dukungan baik moril maupun materil.
3. Musta'in Arif ,ST,MT dan Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT . Sebagai dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Dr. Ir. Ria Asih Aryani Soemitro, M.Eng selalu dosen mata kuliah Teknik Penulisan Ilmiah yang telah banyak membantu.
5. Teman-teman seperjuangan Lintas Jalur S-1angkatan 2014, dan semua rekan mahasiswa Teknik Sipil ITS lainnya.
6. Kakak-kakak kelas Lintas Jalur S-1 alumni Diploma Sipil ITS yang sudah banyak memberikan ilmu dan pengalaman serta arahan kepada penulis.

Penulis menyadari bahwa Proposal ini masih jauh dari kesempurnaan. Penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan tugas akhir ini.

Akhir kata penulis mengharapkan, semoga proposal ini dapat memenuhi harapan dan bermanfaat bagi kita semua, khususnya mahasiswa Teknik Sipil

Surabaya, Januari 2017

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK	iii
ABSTRACT	v
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xvii

BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	2
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat Perencanaan	3
1.6 Lokasi Proyek	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Tanah Lunak	8
2.3 Teori Stabilitas Timbunan	8
2.4 Settlement (Pemampatan).....	9
2.4.1 Konsolidasi pada Tanah	9
2.4.2 Waktu Penurunan Konsolidasi	11
2.5 Perencanaan Timbunan.....	12
2.5.1 Timbunan	12
2.5.2 Preloading.....	13
2.5.3 PVD Untuk Mempercepat Pemampatan	15
2.5.3.1 Menentukan Waktu Konsolidasi PVD.....	16
2.5.3.2 Analisa Kenaikan Daya Dukung Tanah.....	19
2.6 Turap.....	19
2.6.1 Definisi Turap	19
2.6.2 Fungsi Turap	20
2.6.3 Jenis Turap Baja.....	20

2.6.4 Tipe-Tipe Dinding Turap	21
2.6.5 Perencanaan Dinding Turap	23
2.6.5.1 Prinsip Umum Turap Kantilever.....	23
2.6.5.2 Turap Diangker	24
2.6.6 Tekanan Tanah Aktif dan Tekanan Tanah Pasif	27
2.6.7 Momen Reduksi Rowe	29
2.6.8 Perhitungan Kedalaman Turap	31
2.6.9 Defleksi Tiang Vertikal	32
2.6.9.1 Panjang Jepitan Kritis Tanah Terhadap Tiang Pondasi (D _c).....	35
2.6.9.2 Metode Tomlinson	36
2.7 Blok Angker.....	36
2.7.1 Blok Angker Memanjang Pada Permukaan Tanah.....	37
2.7.2 Metode Teng.....	39
2.7.3 Metode Bowls.....	40
2.7.4 Blok Angker pada Kedalaman Besar	42
2.7.5 Letak Angker.....	43
2.8 Perkuatan Tanah Dengan Geotextile.....	43
2.8.1 Internal Stability	43
2.8.2 Foundation Stability	44
2.8.3 Overall Stability	46
BAB III METODOLOGI PENELITIAN	49
3.1 Diagram Alir.....	49
3.2 Pengumpulan Data.....	50
3.3 Studi Literatur.....	51
3.4 Perencanaan Geoteknis.....	51
3.5 Analisa Biaya Bahan	52
BAB IV DATA TANAH DAN ANALISA DATA	53
4.1 Data Tanah	53
4.1.1 Lokasi pengambilan Tanah	53
4.1.2 Data Tanah <i>Standard Penetration Test</i> (SPT)	53
4.1.3 Penentuan Nilai Parameter Tanah	56
4.1.4 Rekapitulasi Tanah	59

4.2 Data Spesifikasi Bahan	60
4.2.1 Prefabricated Vertical Drain (PVD)	60
4.2.2 Geotextile	60
4.2.3 Steel Pipe Pile	60
BAB V PERENCAAN DINDING PENAHAN TANAH.....	61
5.1 Perhitungan Timbunan	61
5.1.1 Penentuan H timbunan awal.....	61
5.1.2 Penentuan H kritis	69
5.2 Perencanaan Waktu Konsolidasi	72
5.3 Perencanaan Prefabricated Vertical Drain (PVD)	74
5.4 Kenaikan Daya Dukung Tanah Dasar Akibat Pemampatan Tanah	82
5.5 Perencanaan Perkuatan Tanah Dasar Menggunakan Geotextile	83
5.6 Perencanaan Turap Kantilever	89
5.6.1 Tanah Asli	89
5.6.2 Perencanaan SPP (<i>Steel Pipe Pile</i>).....	93
5.6.3 Hasil Program PLAXIS.....	95
5.6.4 Perencanaan <i>Capping Beam</i>	100
5.7 Analisa Biaya.....	102
BAB VI PENUTUP.....	105
6.1 Kesimpulan.....	105
6.2 Saran.....	106
DAFTAR PUSTAKA.....	107
LAMPIRAN.....	xix
BIOGRAFI	xx

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta Lokasi Teluk Lamong , Surabaya, Jawa Timur.....	4
Gambar 1.2	Layout Lokasi Proyek	4
Gambar 1.3	Sketsa Detail Lokasi Proyek	5
Gambar 2.1	Preloading Secara Bertahap	15
Gambar 2.2	Pemasangan Vertical Drain Pada Tanah yang Compressible.....	16
Gambar 2.3	Pola Segiempat PVD.....	17
Gambar 2.4	Pola Segitiga PVD	17
Gambar 2.5	Diameter Ekuivalen untuk PVD.....	18
Gambar 2.6	Turap Baja.....	21
Gambar 2.7	Dinding Turap Kantilever	22
Gambar 2.8	Dinding Turap Diangker	22
Gambar 2.9	Tekanan tanah padaturap kantilever (Teng, 1962).....	23
Gambar 2.10	Pengaruh kedalaman turap pada distribusi tekanan dan perubahan.....	24
Gambar 2.11	Variasi Defleksi Dan Momen Pada Turap Berjangkar Metode Free Earth Support	25
Gambar 2.12	Turap Jangkar Tertanam Pada Pasir.....	26
Gambar 2.13	Turap Jangkar Tertanam Pada Lempung	26
Gambar 2.14	Variasi defleksi dan momen pada turap berjangkar metode metode fixed earth support	27
Gambar 2.15	Tekanan tanah pada turap kantilever (Teng, 1962).....	28
Gambar 2.16	Diagram tekanan tanah pasif.....	28
Gambar 2.17	Moment Reduction Factor for Graular Soil (a & b) and Cohesive Soil in Long-Term (c) , Rowe & NAVFAC.....	30
Gambar 2.18	Moment Reduction Factor For Cohesive Soil (short-term) Rowe & TENG	31
Gambar 2.19	Diagram distribusi tekanan tanah aktif dan pasif.....	32

Gambar 2.20	Tiang Mengalami Beban Lateral H(Tomlison, 1977).....	36
Gambar 2.21	Macam-macam cara pengangkeran.....	37
Gambar 2.22	Kapasitas Blok Angker	38
Gambar 2.23	Kapasitas Blok Angker	40
Gambar 2.24	Gaya-gaya pada blok angker (Bowles, 1996).....	41
Gambar 2.25	Gaya-gaya pada Internal Stability	43
Gambar 2.26	Gaya-gaya pada Foundation Stability	44
Gambar 2.27	Gaya Tarik Geotextile pada Overall Stability	45
Gambar 3.1	Diagram Alir Pengerjaan Tugas akhir	49
Gambar 3.2	Diagram akhir pengerjaan tugas akhir (lanjutan).....	50
Gambar 4.1	Gambar Lokasi Pengambilan Data	53
Gambar 4.2	Grafik Nilai SPT vs Kedalaman BH-3 & BH-5	55
Gambar 5.1	Diagram Tegangan Tanah Akibat Timbunan (Braja M.Das 1986)	61
Gambar 5.2	Permodelan Tinjau Timbunan Melintang	65
Gambar 5.3	Grafik H bongkar akibat beban traffic	67
Gambar 5.4	Grafik Hubungan H initial vs H final	68
Gambar 5.5	Grafik Hubungan H final vs Penurunan Sc... ..	69
Gambar 5.6	Hasil Running Stability Analysis pada kondisi timbunan H = 3.5 meter	70
Gambar 5.7	Hasil Running Stability Analysis pada kondisi timbunan H = 5 meter	70
Gambar 5.8	Hasil Running Stability Analysis pada kondisi timbunan H = 7.5 meter	71
Gambar 5.9	Hasil Running Stability Analysis pada kondisi timbunan H = 10 meter	72
Gambar 5.10	(a). Tabel Hasil Rekapitulasi Pola Segitiga dan Segiempat.....	77
Gambar 5.11	(b)Tabel Hasil Rekapitulasi Pola Segitiga dan Segiempat.....	78

Gambar 5.12	(c) Tabel Hasil Rekapitulasi Pola Segitiga dan Segiempat.....	79
Gambar 5.13	Grafik hubungan antara waktu konsolidasi dengan derajat konsolidasi untuk pola pemasangan Segitiga	80
Gambar 5.14	Grafik hubungan antara waktu konsolidasi dengan derajat konsolidasi untuk pola pemasangan Segiempat	81
Gambar 5.15	Sketsa hasil perhitungan stabilitas (gambar tidak berskala)	83
Gambar 5.16	Diagram Tegangan dan Tekanan Lateral Turap Kantilever Kondisi Tanah Asli	90
Gambar 5.17	Displacement Butiran Tanah Yang Terjadi Pada Turap Kantilever SPP Clay	95
Gambar 5.18	Horizontal Displacement turap tegak sebesar 4.4 cm	96
Gambar 5.19	Momen Bending Turap Tegak sebesar -452.02 kNm/m	97
Gambar 5.20	Horiontal Displacement Anchor Miring sebesar 4.4 cm	98
Gambar 5.21	Momen Bending Turap Miring sebesar -307.30 kNm/m	99
Gambar 5.22	Pemodelan Capping Beam Untuk Gaya Horizontal Dan Vertical (Norman Train, Jurnal Design Of Capping Beams).....	100
Gambar 5.23	Pemodelan Detail Pemasangan Capping Beam turap tegak.....	101
Gambar 5.24	Pemodelan Detail Pemasangan Capping Beam	101

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Faktor Waktu	11
Tabel 2.2 Nilai-nilai n_h untuk tanah granuler ($c = 0$).....	34
Tabel 2.3 Nilai-nilai n_h untuk tanah kohesif (Poulos dan Davis,1980)	34
Tabel 2.4 Kriteria tiang kaku dan tiang tidak kaku untuk tiang ujung bebas (Tomlinson, 1977)	35
Tabel 2.5 Harga FS Menurut Kegunaan.....	46
Tabel 4.1 Rangkuman Data Tanah dari hasil SPT	54
Tabel 4.2 Rangkuman Data Tanah Dari Hasil SPT Rata-Rata...	56
Tabel 4.3 Nilai N-SPT dan Korelasi (J.E. Bowles,1984)	56
Tabel 4.4 Tegangan efektif pada tanah kohesif.....	57
Tabel 4.5 Tabel nilai numeric parameter tanah Biarez.....	57
Tabel 4.6 Hubungan Indeks Pemampatan C_c	58
Tabel 4.7 Modulus Young (E_s).....	58
Tabel 4.8 Hasil Rangkuman Data Tanah.....	59
Tabel 4.9 Data Karakteristik Tanah.....	59
Tabel 5.1 Data-data Karakteristik Perkerasan	65
Tabel 5.2. Hasil Perhitungan Hinisial & Hfinal	68
Tabel 5.3 Variasi Faktor Waktu (T_v) Terhadap Derajat Konsolidasi	73
Tabel 5.4 Perhitungan Faktor Penghambat Akibat Jarak Pemasangan PVD ($F_{(n)}$) Pola Segitiga ($D=1.05 S$).....	75
Tabel 5.5 Perhitungan Faktor Penghambat Akibat Jarak Pemasangan PVD ($F_{(n)}$) Pola Segiempat ($D= 1,13S$)	75
Tabel 5.6 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi , $U=100\%$	82
Tabel 5.7 SF OUTPUT Analysis H inisial = 7,50 meter	84
Tabel 5.8 Hasil Perhitungan Momen Penahan oleh Geotextile dan Panjang Geotextile di Belakang Bidang Longsor	88
Tabel 5.9 Data Perencanaan Turap Kantilever Tanah Asli	89
Tabel 5.10 Hasil Perhitungan nilaiTegangan (σ)	91

Tabel 5.11	Gaya Turap Kantilever Tanah Asli	92
Tabel 5.12	Gaya Turap Miring (Anchor).....	93
Tabel 6.1	Hasil Perencanaan Dinding Turap.....	105
Tabel 6.2	Total hasil biaya bahan perencanaan.....	105

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Terminal Teluk Lamong merupakan pelabuhan yang berada di perbatasan antara Kota Surabaya dan Kabupaten Gresik, Jawa Timur. Pelabuhan ini dibangun pada pertengahan 2014 yang berdiri di atas tanah seluas 50 hektar yang didisain untuk mengatasi kelebihan kapasitas yang terjadi di Pelabuhan Tanjung Perak, Surabaya. Enam dermaga di Tanjung Perak mulai dari Jamrud, Mirah, Berlian, Nilam, Terminal Peti Kemas dan Kalimas kini sudah jenuh dan overload. Catatan PT. Pelabuhan Indonesia (Pelindo) III menunjukkan, *Over Cargo* atau kelebihan kapasitas yang dialami pelabuhan terbesar di kawasan Indonesia bagian Timur ini menjadikan *waiting time* atau antrian bongkar muat barang menjadi sangat Lambat.

Waiting Time barang jenis curah cair domestik misalnya sebanyak 1,5 juta TEUS peti kemas dapat ditampung dalam waktu yang bersamaan. Untuk memprosesnya diterapkan metode semi otomatis. Metode yang meminimalkan peran manusia di lapangan, baik untuk mengangkat barang dari kapal hingga menyusun dan mendatanya. Terbukti mampu menekan biaya operasional serta mencegah kecelakaan kerja. Efisiensi dalam operasional adalah keunggulan yang belum dimiliki pelabuhan-pelabuhan besar lain di Indonesia. Ini merupakan potensi yang dapat ditawarkan kepada para pelaku usaha, eksportir dan importer agar memproses barang melalui Terminal Teluk Lamong. Pada terminal ini sendiri masih memiliki lokasi yang harus diperbaiki demi kelancaran dan efisiensi dalam operasional pelabuhan yaitu pada Zona Interchange yang mempunyai luasan + 6,8 Ha yang terletak disisi selatan ujung dari causeway atau lebih spesifik lagi seluas 358,9 x 143,6 m² dan 150,4 x 111,6 m² masih dalam perbaikan.

Permasalahan pada perbaikan zona tersebut adalah timbunan tidak boleh membentur tepi jembatan yang sudah dibangun untuk menghubungkan dari Zona Interchange ke Dermaga. Apabila

terjadi benturan antara timbunan dengan tepi jembatan akan mengakibatkan keruntuhan pada jembatan dan karena tidak mampu menahan gaya horizontal dari tanah timbunan tersebut.

Oleh sebab itu solusi yang dilakukan PT. Pelabuhan Indonesia (Pelindo) III yaitu merencanakan sistem perkuatan yang mampu menahan gaya horizontal tanah tersebut agar akses jalan dari Zona Interchange ke Dermaga tidak terganggu. Dalam tugas akhir ini terdapat alternatif perencanaan yaitu Sistem Perkuatan Turap dimana sistem perkuatan tersebut tidak boleh membentur abutment eksisting.

1.2 Perumusan Masalah

Berkaitan dengan uraian yang diberikan pada latar belakang di atas, ada beberapa permasalahan yang akan dibahas dalam Tugas Akhir ini yaitu :

1. Bagaimana kondisi tanahnya.
2. Bagaimana merencanakan penggunaan PVD sebagai vertical drain dan pertahapan preloading pada perencanaan timbunan tersebut.
3. Apakah perlu adanya perkuatan geotextile pada perencanaan timbunan tersebut.
4. Bagaimana merencanakan alternative sistem pertemuan antara timbunan reklamasi dan jembatan eksisting.
5. Berapa estimasi biaya bahan untuk perencanaan yang dilakukan.

1.3 Tujuan

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Mengetahui kondisi tanah asli dari perencanaan timbunan.
2. Mampu merencanakan penggunaan PVD sebagai vertical drain dan pertahapan preloading pada perencanaan timbunan tersebut.
3. Mengetahui apakah tanah timbunan tersebut memerlukan perkuatan sistem geotextile atau dengan perkuatan yang lain.

4. Mampu merencanakan alternatif sistem pertemuan antara timbunan reklamasi dengan jembatan eksisting.
5. Mengetahui analisa biaya bahan pada perencanaan tersebut.

1.4 Batasan masalah

1. Tidak Merencanakan Geometrik dan perkerasan jalan diatas timbunan.
2. Beban perkerasan jalan dan beban kendaraan diatas timbunan dianggap sebagai beban terbagi rata.
3. Tidak membandingkan alternatif lain diluar alternatif dalam tugas akhir ini.
4. Tidak merencanakan RAB
5. Tidak merencanakan drainase jalan.
6. Tidak merencanakan pemasangan batu kali.
7. Tidak membahas metode pelaksanaan.

1.5 Manfaat Perencanaan

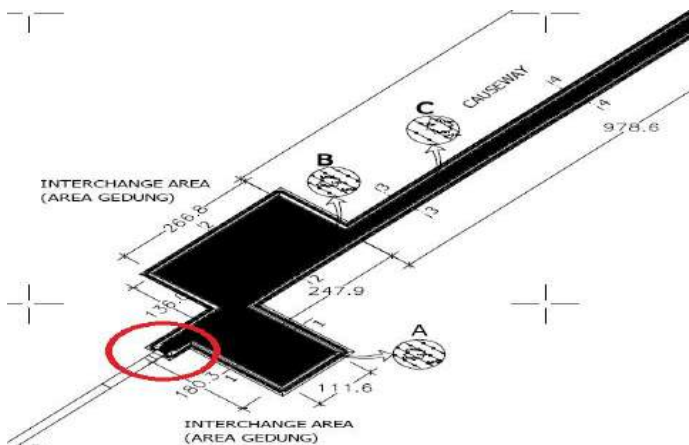
Apabila sistem perkuatan pada pertemuan antara timbunan dengan jembatan pada jalur Zona Interchange menuju Dermaga tersebut sudah diperbaiki maka dapat dibangun jalan diatas timbunan dan langsung dihubungkan dengan jembatan untuk kelancaran dan efisiensi operasional pelabuhan.

1.6 Lokasi Proyek

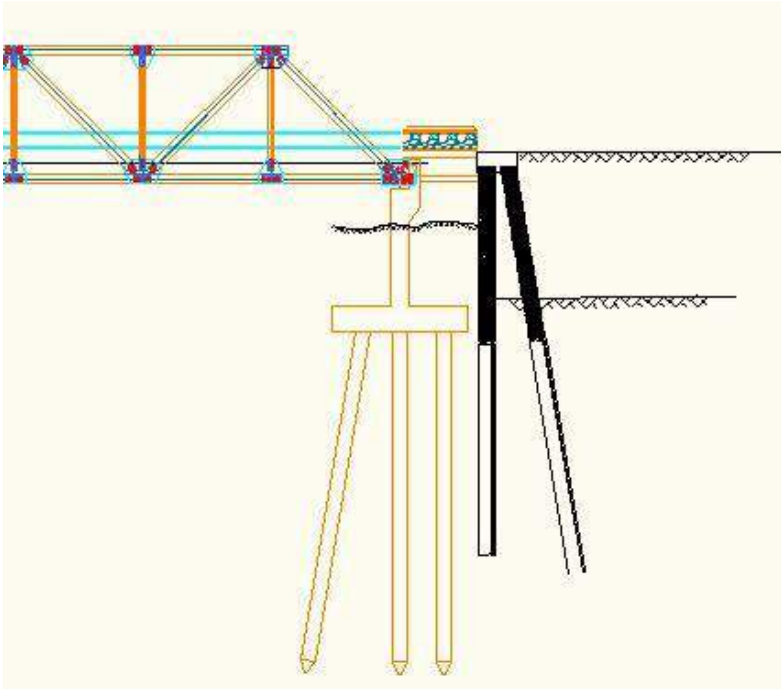
Lokasi proyek yang digunakan dalam tugas akhir ini dapat dilihat pada **Gambar 1.1 s/d Gambar 1.3.**



Gambar 1.1 Peta Lokasi Teluk Lamong , Surabaya, Jawa Timur



Gambar 1.2 Layout Lokasi Proyek



Gambar 1.3 Sketsa Detail Lokasi Proyek

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Tanah merupakan materi dasar yang menerima sepenuhnya penyaluran beban yang ditimbulkan akibat konstruksi bangunan yang dibangun diatasnya. Penambahan beban diatas permukaan tanah lunak yang memiliki daya dukung rendah dapat menyebabkan lapisan tanah dibawahnya mengalami pemampatan. Pemampatan tersebut dapat disebabkan oleh adanya deformasi partikel tanah, relokasi partikel, keluarnya air atau udara dari dalam pori dan sebab-sebab lainnya. Beberapa faktor tersebut mempunyai hubungan dengan keadaan tanah yang bersangkutan (Das, 1985). Keadaan tanah dasar yang demikian akan mempengaruhi kondisi badan jalan yang berada diatasnya sehingga mempercepat kerusakan pada badan jalan tersebut akibat terjadinya perbedaan penurunan (*differential settlement*), hal ini juga dapat berpotensi terganggunya bangunan disekitar sehingga perlu dilakukan suatu upaya perbaikan tanah.

Perkembangan teknologi dan ilmu pengetahuan telah menemukan berbagai macam variasi metode perbaikan tanah yang bertujuan untuk meningkatkan kekuatan serta daya dukung dari tanah, mengurangi pemampatan yang mungkin terjadi, dan mengurangi tingkat permeabilitas dari tanah. Bergado dkk (1996) membagi pemilihan metode perbaikan tanah menjadi dua kategori. Kategori pertama adalah metode dengan penggunaan material baru/ material tambahan dilapangan dan pengadaan material perkuatannya, metode ini termasuk penggunaan perkuatan tanah dengan *stone column*, *creep piles*, maupun dengan stabilisasi tanah menggunakan bahan kimia. Kategori kedua adalah dengan proses *dewatering* pada tanah dengan menggunakan metode *preloading* yang dikombinasi dengan *vertical drains*.

2.2 Tanah Lunak

Tanah lunak merupakan tanah kohesif yang sebagian besar terdiri dari butiran-butiran yang sangat kecil seperti lempung atau lanau. tanah ini mengandung mineral-mineral lempung dan memiliki kadar air yang tinggi yang menyebabkan kuat geser yang rendah. Berdasarkan Panduan Geoteknik 1 No: Pt T-8-2002-B dalam rekayasa geoteknik istilah “lunak” dan “sangat lunak” khusus didefinisikan untuk lempung dengan kuat geser kurang dari ($<$) $12,5 \text{ kN/m}^2$ untuk tanah sangat lunak dan $12,5\text{-}25 \text{ kN/m}^2$ untuk tanah lunak. Besaran nilai kuat geser tersebut apabila dikorelasi dari AASHTO M288-06, maka nilai kuat geser kurang dari ($<$) 25 kN/m^2 setara dengan nilai $\text{CBR} \leq 1$. Berdasarkan hasil pengeboran tanah dilapangan, dikatakan tanah lunak jika memiliki nilai SPT 0 sampai dengan 10 dengan konsistensi *very soft* sampai dengan *medium* (Mochtar, 2006 revised 2012). Sifat tanah lunak adalah gaya gesernya yang kecil, *compressible* (mudah memampat), koefisien permeabilitas yang kecil dan mempunyai daya dukung rendah.

2.3 Teori Stabilitas Timbunan

Longsor merupakan salah satu bencana alam yang sering melanda daerah daratan (perbukitan daerah tropis basah) ataupun daerah perairan (reklamasi). Kerusakan yang ditimbulkan oleh longosoran tersebut tidak hanya kerusakan secara langsung seperti rusaknya fasilitas umum, lahan pertanian ataupun adanya korban manusia akan tetapi juga kerusakan secara tidak langsung yang melumpuhkan kegiatan pembangunan.

Menurut Prakoso (dalam Suratman 2002 : 72) Longsor adalah perpindahan massa tanah atau batuan pada arah tegak, miring atau mendatar dari kedudukan semula yang diakibatkan oleh gangguan keseimbangan massa pada saar itu yang bergerak kearah bawah melalui bidang gelincir dan material pembentuk lereng.

Menurut Karnawati (dalam Hardiyatmo 2006:33) Longsoran dapat didefinisikan sebagai suatu gerakan menurun lereng tanah atau batuan penyusun lereng tersebut. Longsor merupakan pergerakan massa tanah atau batuan menurun lereng mengikuti gaya gravitasi akibat terganggunya kestabilan lereng. Apabila massa yang bergerak pada lereng ini didominasi oleh tanah dan gerakannya melalui suatu bidang pada lereng baik berupa bidang miring maupun bidang lengkung maka proses pergerakan tersebut disebut longsoran tanah.

Jadi longsoran adalah suatu konsekuensi dinamis alam untuk mencapai kondisi baru akibat gangguan keseimbangan yang terjadi, baik secara alamiah maupun akibat ulah manusia. Gerakan tanah yang terjadi pada suatu timbunan atau lereng, jika keadaan-keadaan keseimbangan yang menyebabkan terjadinya suatu proses mekanis, mengakibatkan sebagian dari timbunan atau lereng tersebut bergerak mengikuti gaya gravitasi dan selanjutnya setelah longsor lereng atau timbunan akan seimbang dan stabil.

2.4 Settlement (Pemampatan)

Jika lapisan tanah dasar terbebani, maka tanah akan mengalami regangan/penurunan (*settlement*). Regangan yang terjadi dalam tanah ini disebabkan oleh *deformasi* partikel tanah maupun relokasi partikel serta proses keluarnya air/udara dari dalam pori tanah tersebut.

2.4.1. Konsolidasi pada Tanah

Suatu tanah di lapangan seringkali mengalami proses geologi alamiah yang mempengaruhi sifat tanah tersebut dalam berkonsolidasi. Terdapat dua definisi yang didasarkan pada sejarah tegangan tanah yaitu :

1. Terkonsolidasi secara normal (*normally consolidated*)

Dimana tekanan overburden pada saat ini merupakan tekanan maksimum yang pernah dialami tanah tersebut.

Normally Consolidated (NC Soil)

$$Sc_i = \left[\frac{c_s H}{1 + e_0} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \dots \dots \dots (2.1)$$

2. Terlalu terkonsolidasi (*over consolidated*)

apabila : $(p'_o + \Delta p) \leq p'_c$

$$Sc_i = \left[\frac{c_s H}{1 + e_0} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \dots \dots \dots (2.2)$$

apabila : $(\sigma'_o + \Delta \sigma) > \sigma'_c$

$$Sc_i = \frac{C_s H}{1 + e_o} \left[\frac{C_c H}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p_o} \right] \dots \dots \dots (2.3)$$

Dimana : Sc_i : pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah yang ditinjau, lapisan ke-i

H_i : tebal lapisan tanah ke-i

e_o : angka pori awal

C_c : indeks kompresi dari lapisan ke-i

C_s : indeks mengembang dari lapisan ke-i

p'_o : tekanan tanah vertikal efektif dari suatu titik ditengah-tengah lapisan ke-i akibat beban tanah sendiri di atas titik tersebut dilapangan (efektif *overburden pressure*)

p'_c : efektif *past over burden pressure*. Tegangan konsolidasi efektif di masa lampau.

Δp : penambahan tegangan vertikal-i titik yang ditinjau (ditengah-tengah lapisan ke-i) akibat penambahan beban.

2.4.2. Waktu Penurunan Konsolidasi

Waktu penurunan merupakan parameter penting dalam memprediksi penurunan konsolidasi. Yang mempengaruhi waktu penurunan adalah panjang lintasan yang dilalui air pori untuk terdisipasi, pada tanah umumnya aliran disipasi air pori berlebih terjadi pada arah vertikal. Karena permeabilitas tanah lempung kecil, maka konsolidasi akan selesai setelah jangka waktu yang lama, bisa lebih lama dari umur rencana konstruksi. Menurut Terzaghi dalam Das (1990), untuk menghitung waktu penurunan dapat dihitung dengan persamaan:

$$t = \frac{T_v x H_{dr}^2}{CV} \dots\dots\dots(2.5)$$

Dimana:

- t : waktu penurunan (tahun)
 T_v : faktor waktu (**Tabel 2.1**)
 H_{dr} : panjang aliran rata-rata (m)

Tabel 2.1 Faktor Waktu

Derajat Konsolidasi U(%)	Faktor Waktu T_v
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	~

Sumber: Wahyudi H, 1997

2.5. Perencanaan Timbunan

2.5.1. Timbunan

Timbunan adalah salah satu metode untuk menyesuaikan elevasi permukaan tanah. Konstruksi timbunan yang merupakan kasus pembebanan akan mengakibatkan deformasi dan konsolidasi apabila dilakukan di atas tanah dengan tingkat kompresibilitas tinggi dan konduktifitas rendah, seperti pada tanah lempung. Untuk kasus timbunan di atas tanah lempung lunak, dibutuhkan metode untuk menyelesaikan masalah rendahnya tingkat daya dukung dan lamanya waktu konsolidasi. Persyaratan utama timbunan adalah :

- mempunyai kemampuan untuk menyebarkan beban lalu-lintas yang berulang tanpa mengalami deformasi atau penurunan yang berarti akibat beban lalu lintas dan beban timbunan itu sendiri atau akibat kondisi tanah di bawah timbunan,
- mempunyai stabilitas yang cukup terhadap faktor perusak seperti curah hujan, air rembesan, dan gempa.

Tinggi timbunan ini dibedakan menjadi tinggi timbunan kritis, tinggi timbunan rencana dan tinggi timbunan pada saat pelaksanaan. Adapun penjelasannya adalah sebagai berikut :

• Tinggi Timbunan Kritis

Ketinggian kritis adalah tinggi maksimal dari timbunan yang mampu didukung tanah dasar agar tidak *slidding* atau $SF = 1$. Tinggi timbunan ini dapat didapatkan dengan menganalisa stabilitas dengan menggunakan program bantu “XSTABLE” atau dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

Untuk tanah dalam kondisi jenuh

$$H_{cr} = \frac{C_u \times N_c}{\gamma_{timbunan} \times SF} \dots\dots\dots (2.6)$$

Dimana: H_{cr} : ketinggian kritis (m)

C_u : kohesi tanah

γ_{timb} : berat volume tanah timbunan

SF : *safety factor* ($SF = 1$)

N_c : faktor daya dukung tanah

- **Tinggi Timbunan Rencana**

Ketinggian timbunan ini adalah tinggi final dari permukaan tanah timbunan yang akan direncanakan.

- **Tinggi Timbunan Saat Pelaksanaan**

Tinggi timbunan pada saat pelaksanaan fisik tidaklah sama dengan tinggi timbunan rencana. Jadi misalnya tinggi timbunan rencana adalah 3 meter, maka tinggi timbunan total pada saat pelaksanaan penimbunan haruslah lebih tinggi lagi, yaitu dengan memperhatikan adanya penurunan tanah asli *soil settlement* yang akan terjadi sebagai akibat adanya timbunan tersebut. Penentuan dari tinggi timbunan final pada saat pelaksanaan fisik (dengan memperhatikan adanya *settlement*), dapat dihitung dengan (Mochtar, 2000):

$$q_{\text{final}} = q = (H_{\text{inisial}} - S_c) \gamma_{\text{sat}} + S_c (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \dots \dots \dots (2.7)$$

$$H_{\text{inisial}} = \frac{q_{\text{timbunan}} + (S_c \times \gamma_{\text{timbunan}}) + (S_c \times \gamma')}{\gamma_{\text{timbunan}}} \dots \dots \dots (2.8)$$

$$H_{\text{final}} = H_{\text{awal-i}} - S_{ci} \dots \dots \dots (2.9)$$

Dimana:

H_{inisial} : tinggi timbunan pada saat pelaksanaan (m)

q_{final} : beban timbunan (t/m^2)

S_c : penurunan (m)

γ_{Tim} : berat volume timbunan (t/m^3)

γ' : berat volume efektif (t/m^3)

$\gamma' = \gamma_{\text{Timbunan}} - \gamma_w$ (t/m^3)

γ_w : berat Volume air = 1 t/m^3

2.5.2. Preloading

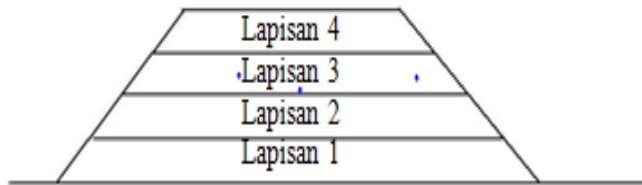
Preloading dengan beban bertahap

Preloading secara bertahap dilakukan ketika tanah dasar memiliki daya dukung yang tidak cukup kuat. Pemberian beban yang tinggi dan besar menyebabkan kelongsoran pada tanah tersebut. Pada *preloading* dengan beban bertahap, waktu yang dibutuhkan untuk mencapai ketinggian timbunan rencana tergantung dari peningkatan

daya dukung tanah dasarnya. Penambahan beban setiap lapisan beban *preloading* mengacu pada ketinggian yang masih mampu dipikul oleh tanah dasarnya agar tidak terjadi kelongsoran.

Penentuan penambahan tinggi timbunan pada *preloading* sistem bertahap diuraikan sebagai berikut :

- 1 Menentukan besarnya tinggi timbunan kritis (H_{cr}), yang mampu diterima oleh tanah dasar, menggunakan program *XSTABLE*
- 2 Menentukan pentahapan penimbunan dengan memperhatikan :
 - a. kecepatan penimbunan di lapangan, misalnya : 50 cm/minggu
 - b. tinggi timbunan rencana ($H_{initial}$), bila $H_{initial} < H_{kritis}$ maka penimbunan dapat dilakukan setiap minggu tanpa penundaan. Tetapi bila $H_{initial} > H_{kritis}$ dimana: $\Delta H = H_{initial} - H_{kritis}$ maka penimbunan harus diletakkan berdasarkan peningkatan daya dukung lapisan tanah dasarnya, kemungkinan dilakukan setiap minggu dengan dibantu perkuatan tanah (misalnya dengan bantuan bahan geotextile).
- 3 Menghitung peningkatan daya dukung tanah (peningkatan C_u) lapisan tanah dasar akibat pemampatan.
- 4 Menghitung H kritis baru (menggunakan program *xstable*) dengan memasukkan harga C_u yang baru, bila H kritis baru terlalu kecil maka pentahapan penimbunan harus ditunda.
- 5 Menghitung kembali untuk mengecek apakah perhitungan settlement dan tahapan penimbunan sudah sesuai. *Preloading* secara bertahap dapat dilihat pada **Gambar 2.1.**



Gambar 2.1 *Preloading Secara Bertahap*

2.5.3. PVD Untuk Mempercepat Pemampatan

Masalah utama dari adanya timbunan tinggi adalah masalah konsolidasi atau penurunan pada tanah dasar, untuk mencegah terjadinya hal tersebut maka perlu adanya perencanaan perbaikan tanah dasar. Penggunaan *vertikal drain* paling cocok atau sesuai untuk perbaikan tanah lempung kelanauan atau jenis tanah yang *compressible*.

Menurut Mochtar (2000) pemasangan PVD tidak sampai sedalam lapisan *compressible*, karena untuk mengoptimalkan jumlah pemakaian PVD. Asumsi yang digunakan untuk merencanakan kedalaman PVD yang efisien adalah sebagai berikut:

- lapisan tanah di sekitar PVD mengalami pemampatan yang relatif cepat dengan arah aliran air dominan horisontal,
- lapisan tanah di bawah ujung dasar PVD mengalami pemampatan dengan arah aliran air dominan vertikal,
- terdapat dua jenis pemampatan, yaitu jangka pendek (pemampatan lapisan tanah setebal kedalaman pemasangan PVD) dan jangka panjang (pemampatan lapisan tanah di bawah ujung dasar PVD),
- pemampatan dapat diterima bila kecepatan pemampatan (*rate of settlement*) lapisan tanah di bawah PVD $\leq 1,50$ cm/tahun.

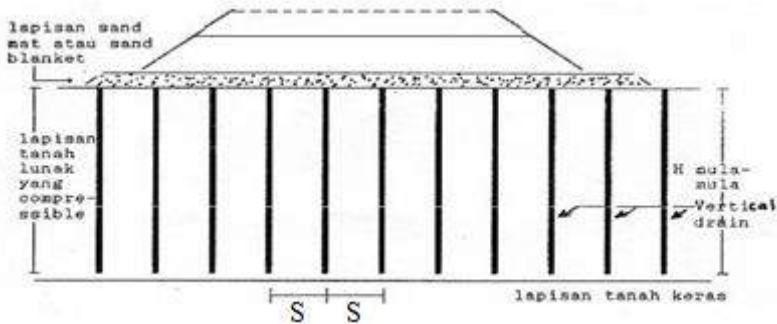
$$\text{Rate of settlement} = \frac{S_{C_{u-PVD}}}{t} \dots\dots\dots(2.10)$$

Dimana:

Sc_{u-PVD} : penurunan di bawah ujung dasar PVD (cm)

$Sc_{u-PVD} = s_{cs} \times U_v$ (cm)

t : waktu umur rencana jalan (tahun)



Gambar 2.2 Pemasangan Vertical Drain Pada Tanah yang Compressible

Sumber: Mochtar (2000)

2.5.3.1 Menentukan Waktu Konsolidasi PVD

Perhitungan penentuan waktu penurunan tanah dasar dengan menggunakan PVD menurut Barron (1948) dengan teori aliran pasir vertikal, menggunakan asumsi teori Terzaghi tentang konsolidasi linier satu dimensi:

$$t = \frac{D^2}{8xCh} \times 2F(n) \times \ln\left(\frac{1}{1-U_h}\right) \dots\dots\dots (2.11)$$

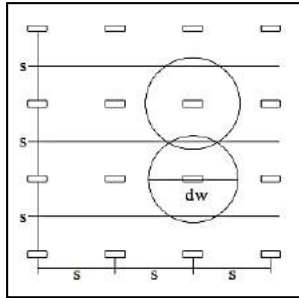
Dimana:

t : waktu penyelesaian konsolidasi primer (tahun)

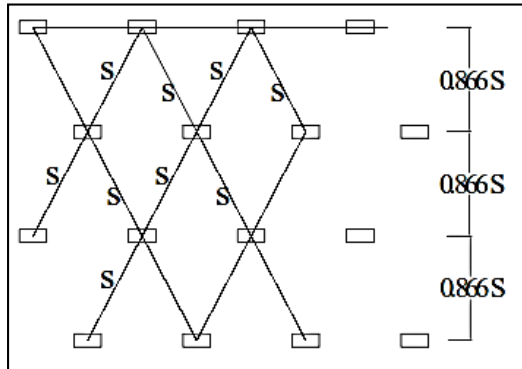
D : diameter lingkaran daerah pengaruh dari PVD (m)

D : $1,13 \times$ jarak PVD (pola segiempat), **Gambar 2.3**

D : $1,05 \times$ jarak PVD (pola segitiga), **Gambar 2.4**



Gambar 2.3 Pola Segiempat PVD



Gambar 2.4 Pola Segitiga PVD

Sumber: Mochtar (2000)

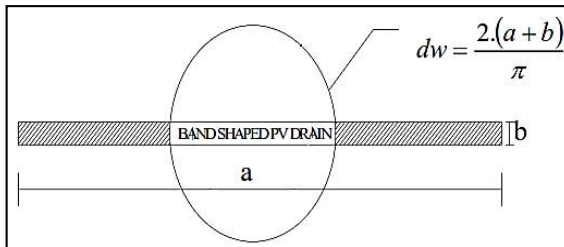
Ch : koefisien konsolidasi horisontal (1 ~3CV) (m²/tahun)

Uh : derajat konsolidasi arah horisontal (%)

Fn : fungsi hambatan akibat jarak PVD

$$Fn = \ln \left(\frac{D}{dw} \right) - \frac{3}{4} \dots \dots \dots (2.12)$$

dw : diameter ekivalen PVD (m), **Gambar 2.5**



Gambar 2.5 Diameter Ekuivalen untuk PVD

Sumber: Mochtar (2000)

Derajat konsolidasi digunakan sebagai salah satu kriteria dalam menilai keefektifan pekerjaan perbaikan tanah dengan menggunakan timbunan, biasanya dihitung sebagai perbandingan penurunan yang terjadi saat ini dengan penurunan akhir. Terdapat dua jenis derajat konsolidasi, yaitu derajat konsolidasi tanah arah vertikal (U_v) dan derajat konsolidasi tanah arah horisontal (U_h). Untuk menghitung nilai derajat konsolidasi tanah arah vertikal (U_v) dengan persamaan Casagrande (1983) dan Taylor (1948):

- Untuk U_v antara 0% – 60%

$$= \left(2x^2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\% \dots\dots\dots (2.13)$$

- Untuk U_v lebih dari 60%

$$= \left(100 - \left(10^{\bar{a}} \right) \right) \% \dots\dots\dots (2.14)$$

$$\bar{a} = \frac{1,871 - T_v^*}{0,933}$$

$$*(\text{dari } T_v = 1,781 - 0,933 \log (100 - \bar{U}_v \%))$$

Derajat konsolidasi rata-rata untuk tanah yang diberi PVD merupakan kombinasi aliran arah horizontal dan verikal:

$$\bar{U} = 1 - (1 - \bar{U}_h)(1 - \bar{U}_v) \times 100\% \dots\dots\dots (2.15)$$

Dimana: T_v : faktor waktu vertikal
 L : panjang PVD (m)

- t : waktu (tahun)
 C_v : koefisien konsolidasi vertikal ($m^2/tahun$)
 U_v : derajat konsolidasi arah vertikal (%)
 U_h : derajat konsolidasi arah horizontal (%)

2.5.3.2 Analisis Kenaikan Daya Dukung Tanah

Metode perbaikan tanah dengan *preloading* yang dikombinasikan dengan PVD akan mempercepat waktu konsolidasi dan memampatkan tanah dasar. Dengan *preloading* yang dilakukan dengan penimbunan secara bertahap mengakibatkan kenaikan tegangan air pori pada tanah lunak yang secara perlahan-lahan akan berkurang diikuti dengan meningkatnya tegangan efektif yang mengakibatkan daya dukung tanah tersebut meningkat.

Besarnya kenaikan daya dukung tanah dapat dihitung dengan menghitung kenaikan kekuatan geser undrained yang dapat dicari dengan menggunakan persamaan Mochtar (2000):

Untuk harga plastisitas indeks, PI tanah $< 120\%$:

$$C_u' (kg/cm^2) = 0.0737 + (0.1899 - 0.0016PI) \sigma_p' \dots (2.16)$$

Untuk harga plastisitas indeks, PI tanah $> 120\%$:

$$C_u' (kg/cm^2) = 0.0737 + (0.0454 - 0.00004PI) \sigma_p' \dots (2.17)$$

Dimana :

$$\sigma_p' = \left\{ \left(\frac{\sigma_i'}{P_o'} \right)^U \right\} x P_o' - P_o' \dots (2.18)$$

2.6. Turap

2.6.1. Definisi Turap

Turap adalah konstruksi yang dapat menahan tekanan tanah di sekelilingnya, mencegah terjadinya kelongsoran dan biasanya terdiri dari dinding turap dan penyangganya. Konstruksi dinding

turap terdiri dari beberapa lembaran turap yang dipancangkan ke dalam tanah, serta membentuk formasi dinding menerus vertikal yang berguna untuk menahan timbunan tanah atau tanah yang berlereng. Turap terdiri dari bagian-bagian yang dibuat terlebih dahulu (pre-fabricated) atau dicetak terlebih dahulu (pre-cast). (Sri Respati, 1995)

2.6.2.Fungsi Turap

Fungsi turap adalah ;

- a. Struktur penahan tanah, misalnya pada tebing jalan raya atau tebing sungai
- b. Struktur penahan tanah pada galian
- c. Struktur penahan tanah yang berlereng atau curam agar tanah tersebut tidak longsor
- d. Konstruksi bangunan yang ringan, saat kondisi tanah kurang mampu untuk mendukung dinding penahan tanah

2.6.3.Jenis Turap Baja

Turap baja adalah jenis paling umum yang digunakan dapat dilihat pada **Gambar 2.6**, baik digunakan untuk bangunan permanen atau sementara karena beberapa sifat-sifatnya sebagai berikut:

1. Turap baja kuat menahan gaya-gaya benturan pada saat pemancangan.
2. Bahan turap relatif tidak begitu berat.
3. Turap dapat digunakan berulang-ulang.
4. Turap baja mempunyai keawetan yang tinggi.
5. Penyambungan mudah, bila kedalaman turap besar.

Biasanya pada setiap pabrik akan disediakan bentuk penampang tipe-tipe sebagai berikut :



Gambar 2.6 Turap Baja

Secara umum daya dukung tiang *steel pipe* yang berdiri sendiri sebagai berikut :

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - W$$

dimana,

Q_{ult} = kapasitas tiang ultimit/ maksimal

Q_e = kapasitas ujung tiang

Q_r = kapasitas gesekan tiang

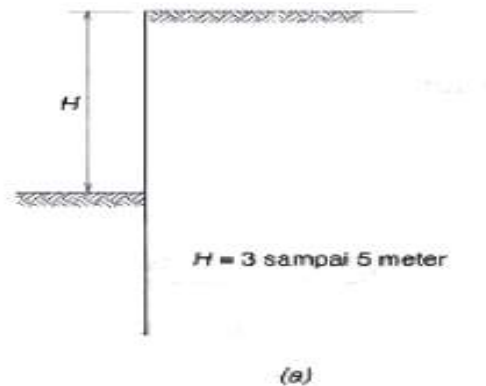
W = berat tiang

2.6.4. Tipe-Tipe Dinding Turap

Terdapat 2 tipe dinding turap yaitu :

1. Dinding Turap Kantilever

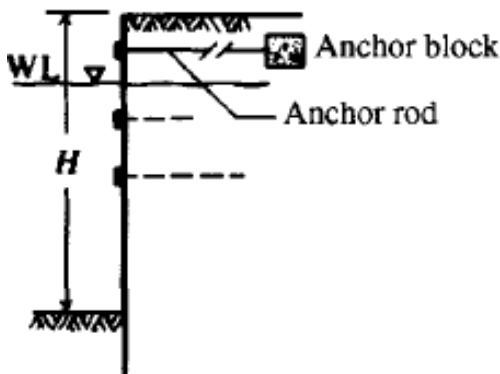
Dinding turap kantilever merupakan turap yang dalam menahan beban lateral mengandalkan tahanan tanah didepan dinding. Defleksi lateral yang terjadi relatif besar pada pemakaian turap kantilever. Karena luas tampang bahan turap yang dibutuhkan bertambah besar dengan ketinggian tanah yang ditahan (akibat momen lentur yang imbul). Turap kantilever hanya cocok untuk menahan tanah dengan ketinggian/kedalaman yang sedang. Untuk permodelan turap dapat dilihat pada **Gambar 2.7.**



Gambar 2.7 Dinding Turap Kantilever

2. Dinding Turap Diangker

Dinding turap diangker cocok untuk menahan tebing galian yang dalam, tetapi masih juga bergantung pada kondisi tanah. Dinding turap ini menahan beban lateral dengan mengandalkan tahanan tanah pada bagian turap yang terpancang kedalam tanah dengan dibantu oleh angker yang dipasang pada bagian atasnya. Untuk permodelan turap dapat dilihat pada **Gambar 2.8**.

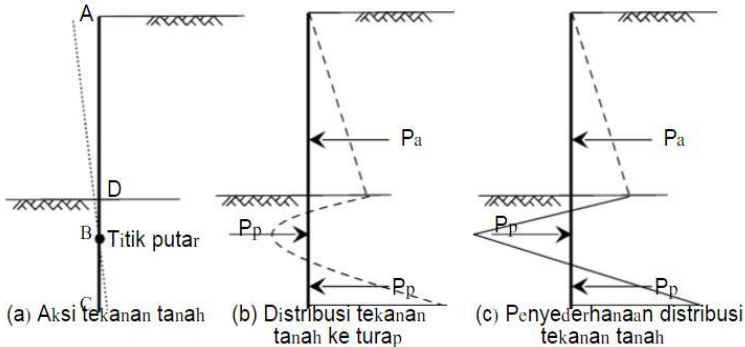


Gambar 2.8 Dinding Turap Diangker
(Sumber: Rowe, 1952)

2.6.5. Perencanaan Dinding Turap

2.6.5.1. Prinsip Umum Turap Kantilever

Perilaku dinding turap kaku sempurna akibat tekanan tanah lateral dibelakangnya dijelaskan dalam **Gambar 2.9** (Teng, 1962).

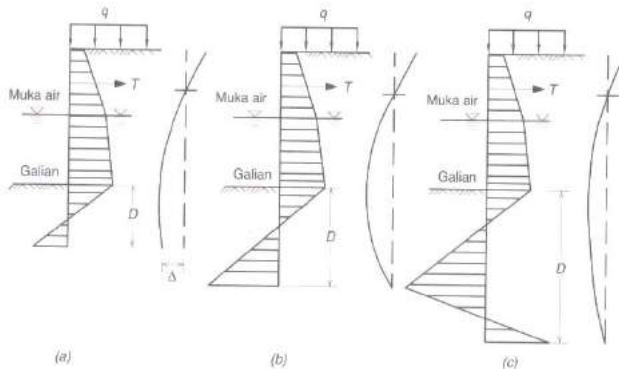


Gambar 2.9 Tekanan tanah padaturap kantilever (Teng, 1962)

Akibat tekanan tanah aktif tanah dibelakang turap, turap bergerak ke kiri dan berputar pada titik B (**Gambar 2.9 a**). Pada kondisi ini, tekanan tanah yang terjadi pada bagian bawah garis galian, yaitu disebelah kiri BD dan di kanan BC akan berupa tekanan tanah pasif, sedangkan di kiri BC dan kanan BA, bekerja tekanan tanah aktif. Pada titik rotasi B, karena tanah tidak bergerak, maka titik ini akan mendapatkan tekanan tanah yang sama dari depan dan belakang (yaitu tekanan tanah lateral saat diam). Jadi, tekanan tanah lateral pada titik B tersebut akan sama dengan nol. (**Gambar 2.9 b**) menunjukkan distribusi tekanan tanah neto (tekanan tanah pasif dikurangi tekanan tanah pasif) pada turap, dan (**Gambar 2.9c**) adalah penyederhanaan dari (**Gambar 2.9b**) untuk maksud hitungan stabilitasnya. Distribusi tekanan tanah lateral pada dinding turap tidak sama, bergantung pada jenis tanah, yaitu tanah kohesif atau granuler.

2.6.5.2. Turap Diangker

Untuk menahan beban-beban lateral yang besar, yaitu bila tanah yang ditahan oleh turap sangat tinggi, maka dinding turap diperkuat dengan suatu plat jangkar (anchor plates), dinding jangkar (anchor walls), atau tiang jangkar (anchor piles), yang letaknya dekat dengan puncak turap. Cara dengan perkuatan jangkar ini disebut dengan tiang turap berjangkar (anchored sheet piling) atau sekatan berjangkar (anchored bulkhead). Jangkar akan mengurangi kedalaman penetrasi yang diperlukan oleh turap dan juga akan mengurangi luas penampang dan berat yang diperlukan dalam konstruksi. Antara turap dan jangkar dihubungkan oleh batang penguat (tie rods). Distribusi tekanan pada turap diangker menjadi tidak sama dengan distribusi tekanan dinding turap kantilever. Hubungan antara kedalaman penetrasi turap, distribusi tekanan lateral, dan garis perubahan bentuknya diperlihatkan dalam **Gambar 2.10**.



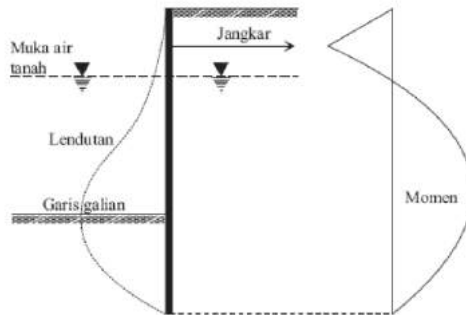
Gambar 2.10 Pengaruh kedalaman turap pada distribusi tekanan dan perubahan

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Ada dua metode dasar dalam membangun dinding turap berjangkar:

1. Metode Ujung Bebas

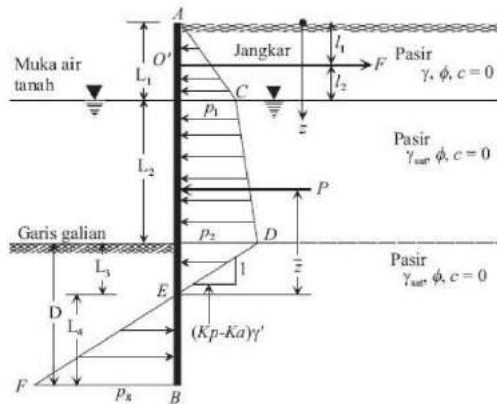
Pada metode ujung bebas (*free end method*) atau disebut juga metode tanah bebas (*free earth method*), kedalaman turap didasar galian dianggap tidak cukup untuk menahan tekanan tanah yang terjadi pada bagian atas dinding turap. Karena itu, keruntuhan terjadi oleh akibat rotasi dinding turap terhadap ujung bawahnya. Dapat dilihat pada **Gambar 2.11**.



Gambar 2.11 Variasi Defleksi Dan Momen Pada Turap Berjangkar Metode *Free Earth Support*

a. Metode *Free Earth Support* pada Pasir

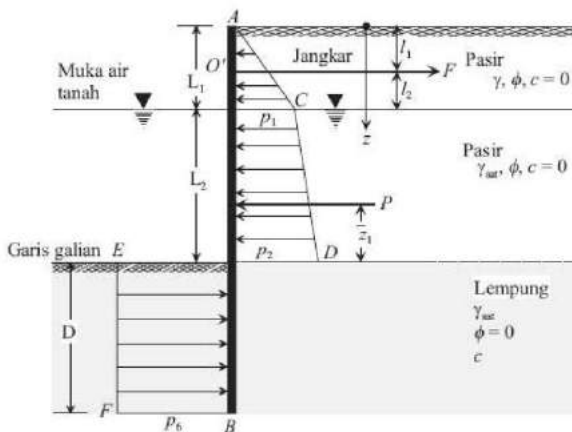
Gambar 2.12 menunjukkan sebuah turap jangkar dengan tanah di belakang turap adalah pasir dan juga tiang turap disorong ke dalam tanah pasir. Batang penguat (*tie rod*) menghubungkan turap dengan jangkar ditempatkan pada kedalaman di bawah puncak turap.



Gambar 2.12 Turap Jangkar Tertanam Pada Pasir

b. Metode *Free Earth Support* pada Lempung

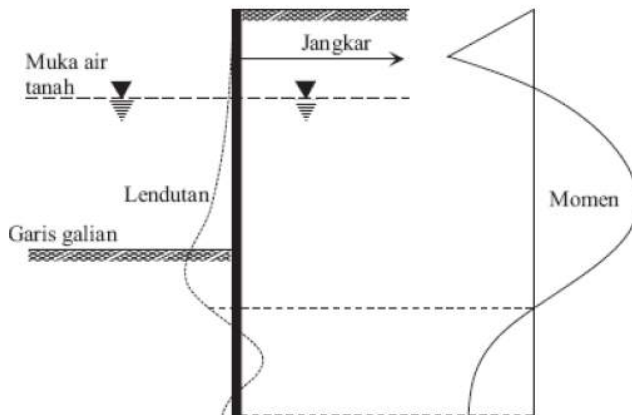
Gambar 2.13 menunjukkan sebuah turap berjangkar yang ditanamkan pada lapisan lempung, sedangkan tanah di belakang turap adalah tanah granular.



Gambar 2.13 Turap Jangkar Tertanam Pada Lempung

2. Metode Ujung Tetap

Metode ujung tetap (*fixed end method*) atau metode tanah tetap (*fixed earth method*) didasarkan pada pertimbangan bahwa kedalaman penetrasi turap sudah cukup dalam, sehingga tanah dibawah dasar galian mampu memberikan tahanan pasif yang cukup untuk mencegah ujung bawah turap berotasi. Untuk itu pada metode ini memiliki varian defleksi dan momen yang dapat dilihat pada **Gambar 2.14**.



Gambar 2.14 Variasi defleksi dan momen pada turap berjangkar metode metode *fixed earth support*

2.6.6. Tekanan Tanah Aktif dan Tekanan Tanah Pasif

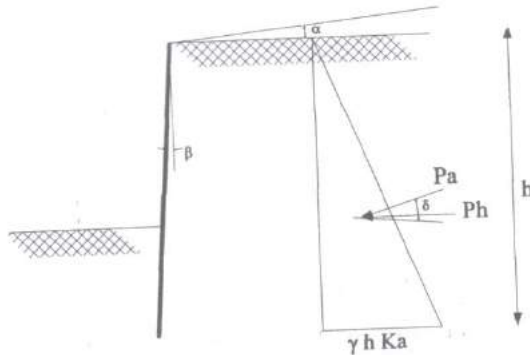
Pada perhitungan turap akan digunakan teori dari Coulomb, yang mana menganggap bahwa bidang longsor adalah rata. Gesekan antara dinding dengan tanah dibelakang dinding ikut diperhitungkan. Prinsip umum dari penurunan teori tekanan tanah menurut Coulomb untuk tanah sering tak berkoheesi (kekuatan gesernya dinyatakan dengan persamaan $\tau_f = \sigma \tan \Phi$ (Das 1987)

a. Tekanan Tanah Aktif

Tekanan tanah aktif terdiri dari beban vertical yang bekerja dibelakang turap baik berupa beban tambahan (*surcharge*) maupun

tekanan horizontal tanah sendiri. Adapun persamaan Tekanan Tanah Aktif dapat dilihat pada **Gambar 2.15**:

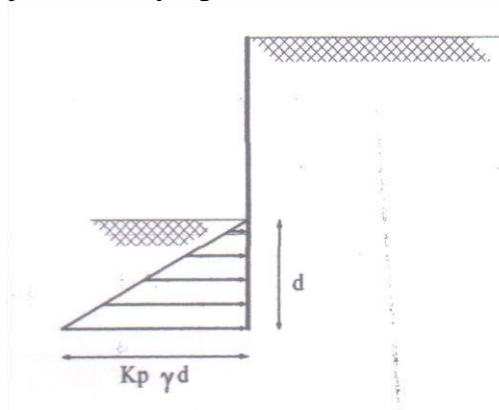
$$\sigma_a = K_a \gamma H$$



Gambar 2.15 Tekanan tanah pada turap kantilever (Teng, 1962)

b. Tekanan Tanah Pasif

Tekanan tanah pasif berupa tekanan horizontal tanah pada bagian depan struktur yang terbenam **Gambar 2.16**.



Gambar 2.16 Diagram tekanan tanah pasif

$$\sigma_p = K_p \gamma d$$

dimana :

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

Keterangan :

ϕ = sudut geser dalam tanah

γ = berat volume tanah

d = panjang turap yang terbenam tanah

2.6.7. Momen Reduksi Rowe

Turap adalah lentur. Akibat kelenturannya ini, turap akan meleleh (yaitu berpindah secara lateral). Pelelehan ini menghasilkan pendistribusian kembali tekanan tanah lateral. Perubahan ini akan cenderung mengurangi momen lentur maksimum. Atas dasar alasan inilah, Rowe (1952, 1957) menggagas sebuah prosedur untuk mereduksi momen maksimum yang diperoleh dari metode free earth support. Bagian berikut ini akan membicarakan prosedur reduksi momen yang diajukan oleh Rowe.

a. Turap pada Pasir

Pada **Gambar 2.17**, yang berlaku untuk kasus turap yang tertanam di dalam tanah granuler dan tanah kohesif *long-term*, notasi berikut ini akan digunakan:

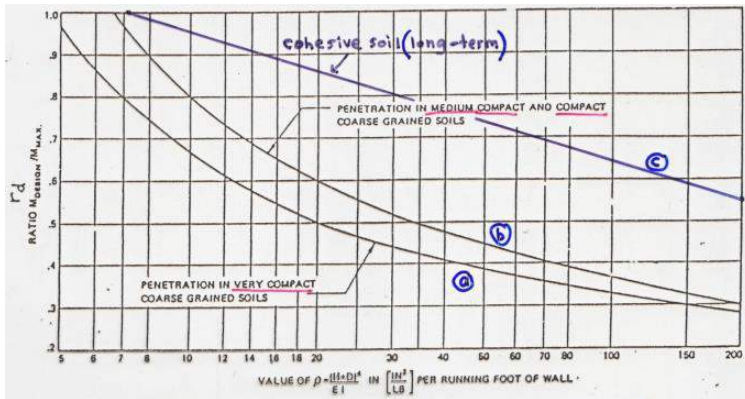
1. H' = tinggi total tiang (yaitu $H + D_{\text{aktual}}$)
2. Kelenturan relatif (*relatif flexibility*) tiang,

$$\rho = \frac{(H+D)^4}{EI} \dots \dots \dots (2.19)$$

dimana H dalam m, E = modulus Young bahan tiang (MN/m²) dan I = momen inersia penampang tiang per kaki (*foot*) dinding (m⁴/m dinding)

3. M_d = momen rencana
4. M_{max} = momen maksimum teoritis

dimana H dalam m, E = modulus Young bahan tiang dan I = momen inersia penampang tiang kaki per kaki (*foot*) dinding.



Gambar 2.17 Moment Reduction Factor for Granular Soil (a & b) and Cohesive Soil in Long-Term (c), Rowe & NAVFAC

b. Turap pada Lempung

Momen reduksi untuk turap yang tertanam pada tanah kohesif dapat dihitung dengan menggunakan Gambar 2.15, dengan notasi sebagai berikut:

1. Angka stabilitas (*stability number*) dapat dinyatakan sebagai,

$$S = \frac{cr}{\gamma H + q_w - \gamma_w H_w} \dots \dots \dots (2.20)$$

dimana, γ = berat volume tanah.

H = tinggi turap diatas *drege level*

q_s = uniform surcharge

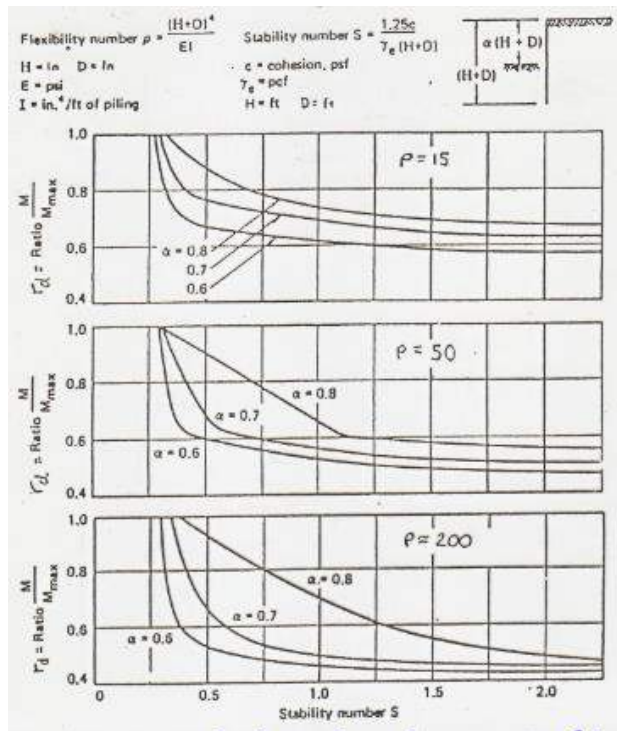
γ = unit weight of water

h_w = tinggi air didepan dinding

α dinyatakan sebagai,

$$\alpha = \frac{H}{H + D_{\text{aktual}}} \dots \dots \dots (2.21)$$

3. Angka kelenturan (*flexibility number*), [lihat Pers. (2.19)].
4. M_d = momen rencana dan M_{max} = momen maksimum teoretis.
Lihat **Gambar 2.18**.



Gambar 2.18 *Moment Reduction Factor For Cohesive Soil (short-term) Rowe & TENG*

2.6.8. Perhitungan Kedalaman Turap

Distribusi tekanan tanah dan distribusi momen pada turap ditampilkan pada **Gambar 2.19** adapun tahapan perhitungan turap adalah sebagai berikut :

a. Perhitungan Koefisien Tanah

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\alpha - \beta)} \right]^2}$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

didukungnya. Ketika perpindahan lateral tiang kecil, maka kekuatan tanah masih belum termobilisasi sepenuhnya, sehingga persamaan-persamaan perpindahan tiang ke arah lateral umumnya didasarkan pada elatis.

Untuk menentukan besarnya defleksi tiang yang mendukung beban lateral, perlu diketahui factor kekakuan tiang, yang dapat ditentukan dengan menghitung faktor-faktor kekakuan R dan T. Faktor-faktor kekakuan tersebut, dipengaruhi oleh kekakuan tiang (EI) dan kompresibilitas tanah yang dinyatakan dalam modulus tanah, K (*soil modulus*) yang tidak konstan untuk sembarang tanah, tapi bergantung pada lebar dan kedalaman tanah yang dibebani.

Jika tanah berupa lempung kaku terkonsolidasi berlebihan (*stiff over consolidated clay*), modulus tanah umumnya dapat dianggap konstan diseluruh kedalamannya. Faktor kekakuan untuk modulus tanah konstan (R) dinyatakan oleh persamaan :

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \dots\dots\dots(2.22)$$

dengan :

$K = k_h d = k / 1.5$ = modulus tanah

k_1 = modulus reaksi subgrade dari Terzaghi
= (tekanan plat/perpindahan horizontal)

E = modulus elastis tiang

I = momen inersia tiang

d = lebar atau diameter tiang

Faktor kekakuan untuk modulus tanah tidak konstan (T), dinyatakan oleh persamaan :

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \dots\dots\dots(2.23)$$

dengan modulus tanah :

$$K = n_h Z \dots\dots\dots(2.24)$$

dan modulus reaksi subgrade horizontal :

$$k_h = n_h Z / d \dots\dots\dots(2.25)$$

Koefisien varisi modulus (n_h) diperoleh terzaghi secara langsung dari uji beban tiang dalam tanah pasir yang terendam air. Nilai-nilai n_h yang disarankan oleh terzaghi ditunjukkan dalam **Tabel 2.2**. Nilai-nilai n_h yang lain, ditunjukkan dalam **Tabel 2.3**.

Tabel 2.2 Nilai-nilai n_h untuk tanah granuler ($c = 0$)

Kerapatan relatif (D_r)	Satuan	Tak padat	Sedang	Padat	
Pasir kering atau lembab	kN/m^3	2425	7275	19400	Terzaghi
Pasir terendam air	kN/m^3	1386 5300	4850 16300	11779 34000	Terzaghi Reese dkk

Tabel 2.3 Nilai-nilai n_h untuk tanah kohesif (Poulos dan Davis , 1980)

Tanah	Referensi	n_h (kN/m^3)
Lempung terkonsolidasi normal lunak	Reese dan Matlock (1956)	166-3518
	Davisson-Prakash (1963)	277-554
Lempung terkonsolidasi normal organik	Peck dan Davisson (1962)	111-277
	Davisson (1970)	111-831
Gambut	Davisson (1970)	55
	Wilson dan Hilts (1967)	27,7-111
Loess	Bowles (1968)	8033-11080

Dari nilai-nilai faktor kekakuan R dan T yang telah dihitung, Tomlinson (1977) mengusulkan kriteria tiang kaku atau disebut juga tiang pendek dan tiang tidak kaku/elastis (atau tiang panjang) yang dikaitkan dengan panjang tiang yang tertanam dalam tanah (L), seperti yang ditunjukkan dalam **Tabel 2.4**. Batasan ini terutama digunakan untuk menghitung defleksi tiang oleh akibat gaya horizontal.

Tabel 2.4 Kriteria tiang kaku dan tiang tidak kaku untuk tiang ujung bebas (Tomlinson, 1977)

Tipe tiang	Modulu tanah (K) bertambah dengan kedalaman	Modulu tanah (K) konstan
Kaku (ujung bebas)	$L \leq 2T$	$L \leq 2R$
Tidak kaku (ujung bebas)	$L \geq 4T$	$L \geq 3,5R$

2.6.9.1. Panjang Jepitan Kritis Tanah Terhadap Tiang Pondasi (D_c)

Kedalaman atau panjang kritis dari tiang pondasi yang harus terjepit di dalam tanah, dapat ditentukan dengan metoda dari PHILIPPONAT seperti dibawah ini :

Kondisi 1 :

Kedalaman minimal penjepitan tanah terhadap tiang pondasi (D_m), didapat dari harga terbesar dari harga-harga berkiut :

- Monolayer = 3 m atau 6 x diameter
- Multilayers = 1.5 atau 3 x diameter

(perkecualian : tiang-tiang yang menumpu langsung diatas batuan). Untuk tanah berkohesi, kondisi ini adalah cukup sesuai.

Kondisi 2 :

Kedalaman atau panjang penjepitan tanah yang diperlukan memobilisasi tegangan titik pusat di dasar tiang (q_p) didapat dengan perumusan dari FORAY dan PUECH :

$$\frac{D_c}{\sqrt{B}} = 25 \left(1 + \frac{q_p}{10} \right) \dots \dots \dots (2.26)$$

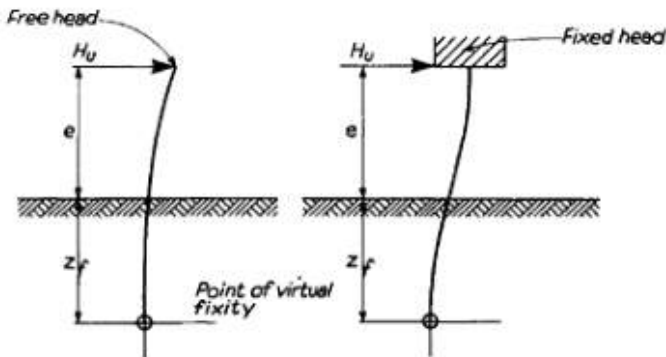
Awas : perumusan tidak homogeny

q_p satuannya dalam MPa (dari hasiltes CPT,SPT, dll) B dan D_c dalam cm. perumusan n berlaku untuk harga sudut geser dalam ϕ yang tingg. Dilain pihak, adanya air tanah dapat menaikkan harga dari D_c .

2.6.9.2. Metode Tomlinson

Metode ini tiang dianggap sebagai struktur kantilever yang dijepit pada kedalaman z_f . dengan memperlihatkan **Gambar 2.20** defleksi lateral di kepala tiang bebas dinyatakan oleh persamaan (Tomlinson 1977) :

$$y = \frac{H (e + z_f)^3}{3 E_p I_p} \dots\dots\dots(2.27)$$



Gambar 2.20 Tiang Mengalami Beban Lateral H (Tomlinson, 1977)

Defleksi lateral ujung tiang dalam ujung jepit,

$$y = \frac{H (e + z_f)^3}{12 E_p I_p} \dots\dots\dots(2.28)$$

dengan,

H = beban lateral (kN)

E_p = modulus elastis tiang (kN/m^2)

I_p = momen inersia dari penampang tiang (m^4)

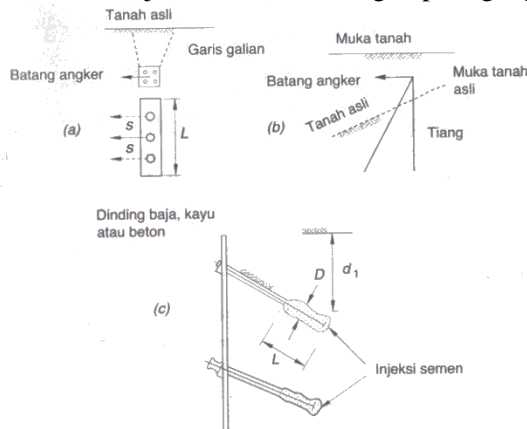
e = jarak beban terhadap muka tanah (kN/m^2)

z_f = jarak titik jepit dari muka tanah (m)

2.7. Blok Angker

Blok angker yang juga disebut “*dead man*”, dapat dibuat dari beton bertulang. Blok angker umumnya berpenampang bujur

sangkar dan dengan panjang tertentu (**Gambar 2.21a**). Pengangkeran juga dapat dilakukan dengan membuat sistem kelompok tiang pancang yang dirancang kuat menahan gaya lateral (**Gambar 2.21b**). Selain itu, struktur tie back juga sering digunakan sebagai anker (**Gambar 2.21c**). Tie back banyak digunakan untuk penahan tanah pada galian dalam. Tie back sebenarnya suatu bentuk tiang yang dipasang miring dengan sudut sekitar $15 - 25^\circ$ terhadap horizontal. Tie back ini dibuat dengan mengebor tanah, dengan diameter sekitar $15 - 37,5$ cm. batang anker yang diujungnya dipasang pelat dimasukkan lubang bor. Setelah itu, campuran pasir semen diinjeksikan kedalam lubang sehingga membentuk semacam tiang miring dengan diameter sesuai dengan diameter lubang yang dibuat. Hanya sebagian lubang bor yang diinjeksi dengan semen dan bagian yang tidak diinjeksi ini memungkinkan terjadi elongasi bila ditarik, sehingga saat anker ditarik, terjadi semacam tulangan prategang.

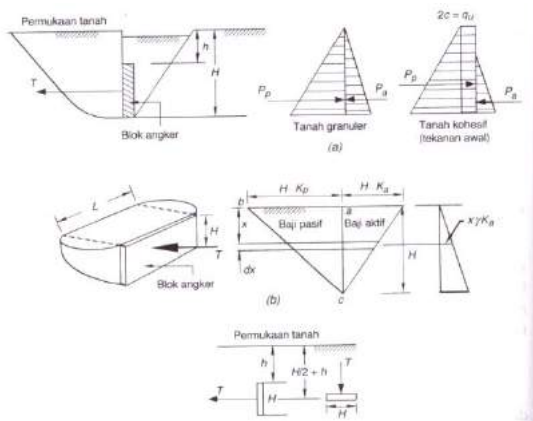


Gambar 2.21 Macam-macam cara pengangkeran
(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

2.7.1. Blok Angker Memanjang Pada Permukaan Tanah

(**Gambar 2.21b**) memperlihatkan blok anker dangkal dengan panjang L yang didukung gaya anker T . Pengamatan-

pengamatan dalam pengujian menunjukkan bahwa saat keruntuhan terjadi, tanah yang terangkat lebih panjang dari panjang blok anker.



Gambar 2.22 Kapasitas Blok Angker
(sumber : Hardiyatmo, 2010)

Teng (1962) mengusulkan persamaan untuk menghitung kapasitas ultimit blok anker dangkal sebagai berikut :

Untuk tanah granuler (pasir) :

$$T \leq T_u \quad (2.31a)$$

$$T_u = L(P_p - P_a) + 1/3 K_o \gamma (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) H^3 \tan \phi \quad (2.32b)$$

Untuk tanah kohesif (lempung jenuh) :

$$T \leq T_u \quad (2.33c)$$

$$T_u = L(P_p - P_a) + 2cH^2 \quad (2.34d)$$

dengan c = kohesi tanah.

Faktor aman terhadap keruntuhan blok anker :

$$F = T_u/T$$

dengan ,

T = Gaya tarik anker (kN)

T_u = gaya tahan anker ultimit (kN)

L = panjang balok anker (m)

P_a, P_p = tekanan tanah aktif dan pasif total

K_o = koefisien tekanan tanah saat diam

- (K_o dapat diambil = 0,4)
- γ = berat volume tanah (kN/m^3)
- K_p, K_a = koefisien tekanan tanah pasif dan aktif
- H = kedalaman dasar blok angker terhadap permukaan tanah (m)
- ϕ = sudut gesek dalam tanah (derajat)

2.7.2. Metode Teng

Menurut Teng (1962), jika kedalaman puncak blok angker sebesar h , dengan h kurang dari $1/3 - 1/2 H$ (H = kedalaman dasar blok) (**Gambar 2.21a**), kapasitas angker (T) dapat dihitung dengan menganggap puncak blok angker memanjang sampai permukaan tanah.

Dari keseimbangan $\Sigma F_H = 0$, kapasitas angker ultimit:

$$T_u = P_p - P_a$$

dengan,

T_u = kapasitas ultimit blok angker (kN/m)

P_a = tekanan tanah aktif total (kN/m)

P_p = tekanan tanah pasif total (kN/m)

P_p dan P_a dapat dihitung dari teori-teori yang telah dipelajari, yaitu dengan menganggap gesekan dan adhesi antara tanah dan dinding blok angker nol.

Teng (1962) mengusulkan persamaan untuk menghitung kapasitas ultimit blok angker dangkal sebagai berikut :

1. Untuk tanah granuler (pasir) :

$$T \leq T_u$$

$$T_u = L(P_p - P_a) + 1/3 K_o \gamma (\sqrt{K_p} + (\sqrt{K_a}) H^3 \tan \phi$$

2. Untuk tanah kohesif (lempung jenuh) :

$$T \leq T_u$$

$$T_u = L(P_p - P_a) + 2cH^2$$

dengan c = kohesi tanah.

Faktor aman terhadap keruntuhan blok angker :

$$F = T_u/T$$

Dengan ,

T = Gaya tarik angker (kN)

T_u = gaya tahan angker ultimit (kN)

L = panjang balok angker (m)

P_a, P_p = tekanan tanah aktif dan pasif total

K_o = koefisien tekanan tanah saat diam (K_o dapat diambil = 0,4)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

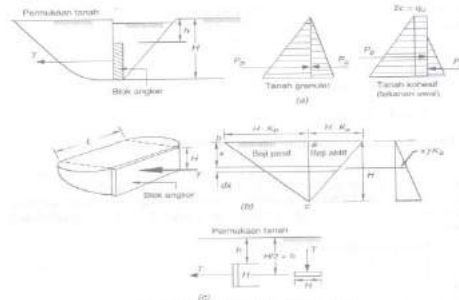
K_p, K_a = koefisien tekanan tanah pasif dan aktif

H = kedalaman dasar blok angker terhadap permukaan tanah (m)

ϕ = sudut gesek dalam tanah (derajat)

2.7.3. Metode Bowles

Bowles (1996) menyarankan persamaan umum untuk menentukan tahanan blok angker beton dengan tampang berbentuk bujursangkar. Dengan memperhatikan gaya-gaya tekanan tanah aktif, pasif, gaya-gaya geser pada blok angker (**Gambar 2.23**), faktor aman terhadap keruntuhan blok angker dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:



Gambar 1.28 Kapasitas blok angker.
(a) Blok angker memanjang di dekat permukaan tanah.
(b) Blok angker pendek di dekat permukaan tanah.
(c) Blok angker tertetak sangat dalam (Teng 1962).

Gambar 2.23 Kapasitas Blok Angker

(sumber : Hardiyatmo, 2010)

$$F = \frac{FR}{Far}$$

$$F_R = L(P_p' + S_a + S_b - P_a')$$

Tahanan geser yang bekerja dibagian atas blok angker :

$$S_a = (q + \gamma d_2) \tan \delta + c_a B$$

Tahanan geser yang bekerja dibagian bawah blok angker :

$$S_b = (q + \gamma d_2 + \gamma_c H) \tan \delta + c_a B$$

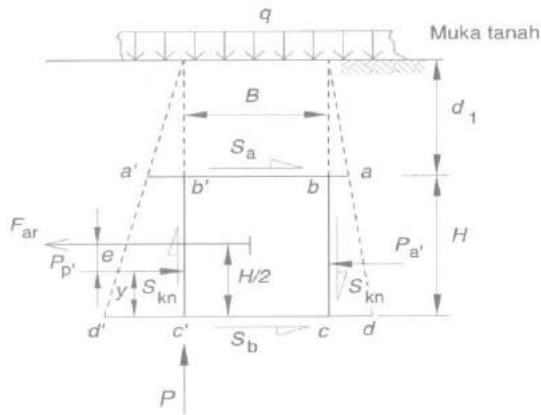
Tekanan tanah aktif dan pasif yang dinyatakan oleh garis:

$$ab = d_1 \gamma K_a$$

$$cd = (H + d_1) \gamma K_a$$

$$a'b' = d_1 \gamma K_p$$

$$c'd' = (H + d_1) \gamma K_p$$



Gambar 2.24 Gaya-gaya pada blok angker (Bowles, 1996)

Tekanan tanah aktif dan pasif total per meter pada **Gambar 2.24**:

$$P_a' = \frac{1}{2} H(ab + cd) + qK_a = \frac{1}{2} \gamma K_a H(H + 2d_1) + qK_a$$

$$P_p' = \frac{1}{2} H(a'b' + c'd') + qK_p = \frac{1}{2} \gamma K_p H(H + 2d_1) + qK_p$$

dengan,

F = faktor aman (diambil 1,2 – 1,5)

d_2 = kedalaman bagian atas blok angker

L = panjang blok angker

H = tinggi blok angker

D = sudut gesek antara bahan blok angker dan tanah

B = lebar blok angker

c_a = adhesi antara blok angker dan tanah

q = beban terbagi rata dipermukaan tanah

P_p' = tekanan tanah pasif total pada luas diagram a'b'c'd'

P_a = tekanan tanah aktif total pada luas diagram abcd

Gaya vertical di kaki depan blok angker (titik c') dihitung dengan

$$\Sigma M_{Pp} = 0 :$$

$$BLP' + BLS_{kn} + (H-y)LS_a = F_{ar}e + yLS_b$$

$$P' = \frac{F_{ar}e}{BL} + \frac{yS_b}{B} - \frac{(H-y)S_a}{B} - S$$

Syarat,

$$P' < (q + \gamma d_1)$$

dengan,

F_{ar} = gaya angker total memperlihatkan jarak angker (kN)

S_{kn}, S_{kr} = gaya gesek di sisi kanan dan kiri blok angker (kN)

$$S_{kn} = P_a' \tan \delta \text{ (kN)}$$

q = beban terbagi rata di permukaan tanah (kN/m²)

d_1 = jarak bagian atas blok angker terhadap muka tanah (m)

γ = berat volume tanah di atas permukaan blok angker (kN/m³)

2.7.4. Blok Angker pada Kedalaman Besar

Kapasitas angker ultimit untuk blok angker yng dalam ($h > H$) secara pendekatan sama dengan kapasitas dukung fondasi yang dasarnya terletak pada kedalaman $\frac{1}{2}$ dari kedalaman blok angker (Terzaghi, 1943).

2.7.5. Letak Angker

Letak angker harus sedemikian rup sehingga tidak terletak pada zona tanah yang tidak stabil. Blok angker akan bekerja penuh jika :

1. Zona aktif turap yang akan runtuh tidk memotong bidang longsor blok angker.
2. Blok angker terletak di bawah garis yang ditarik dri ujung bawah turap yang membuat sudut ϕ terhadap horizontal.

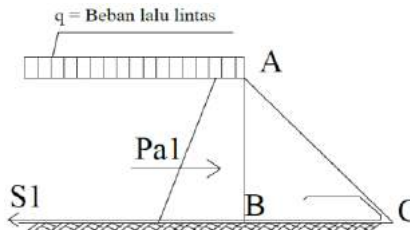
Penempatan blok angker yang benar dan tidak benar, disarankan oleh Teng (1962). Penarikan garis untuk penentuan letak angker, berawal dari titik yang berjarak a dari garis galian, dimana pada titik ini, jumlah $\Sigma M = 0$ bebas, jarak $a = D$ (kedalaman penetrasi, sebelum dikalikan angka pengali 1,2 – 1,4).

2.8. Perkuatan Tanah Dengan Geotextile

Geotextile merupakan salah satu jenis material yang paling luas penggunaannya dalam bidang teknik sipil antara lain untuk perkuatan tanah dasar pada struktur perkerasan jalan dan juga untuk stabilisasi timbunan (*embankment*) badan jalan yang diletakkan pada tanah fondasi lunak. Pada perencanaan *geotextile* untuk timbunan (*embankment*), perlu memperhatikan keruntuhan yang dapat terjadi/ cek stabilitas timbunan pada:

1. *Internal Stability*
2. *Foundation Stability*
3. *Overall Stability*

2.8.1. Internal Stability



Gambar 2.25 Gaya-gaya pada Internal Stability

Kondisi *Internal Stability* tercapai bila tidak terjadi longor pada lereng AC. Dapat dilihat juga pada **Gambar 2.25** :

1. Syarat Tidak Terjadi Failure di Lereng AC

$$P_{a1} \leq \frac{(\text{Beratefektif}ABC) \times \tan \delta}{SF}$$

Dimana:

δ : Sudut geser antara tanah timbunan dan material *geotextile*
 $\approx \varphi$

SF : 1.25 untuk jalan sementara (semi permanen)

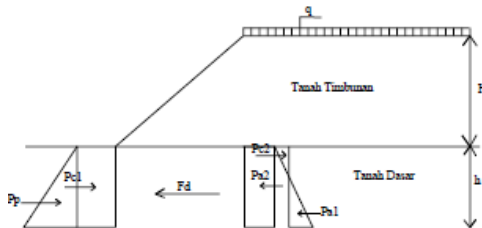
: 1.50 untuk jalan permanen

2. Syarat Kekuatan Bahan

$$P_{a1} \leq S_1$$

Dimana S_1 adalah kekuatan tarik material *geotextile* yang diijinkan = $T_{allowable}$

2.8.2. Foundation Stability



Gambar 2.26 Gaya-gaya pada Foundation Stability

$$P_{a2} \leq \frac{p_p + 2SuxL}{SF}$$

$$S_2 \geq (SuxL) \times SF$$

Dimana:

$$P_{a2} = (\sigma'_{vo} - 2.Cu).h + \frac{1}{2}.h^2.\gamma'_t$$

$$\sigma'_{vo} = q + H.\gamma_{timbunan}$$

Apabila:

$$\sigma'_{v0} - 2.Cu < 0, \text{ maka dianggap } = 0$$

$$Pp = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \gamma'_t + 2 \cdot Cu \cdot h$$

Dimana:

$S_u = C_u$: *Undrained shear strength* dari tanah lunak.

SF : 1.25 untuk jalan sementara (semi permanen)

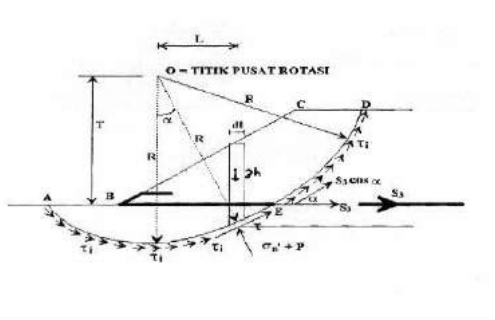
: 1.50 untuk jalan permanen

2.8.3. Overall Stability

Pada perhitungan *overall stability*, dicari Momen penahan (M_r)

$$M_r = R. \sum \tau_i l_i + T_i . S_i$$

Dimana: S_i adalah gaya tarik *geotextile* seperti yang terlihat pada **Gambar 2.27**



Gambar 2.27 Gaya Tarik Geotextile pada Overall Stability

Syarat *stability*:

$$SF \leq \frac{M_{\text{penahana}}}{M_{\text{penggerak}}}$$

Dimana: SF_{\min} : 1.25 untuk beban tetap
 : 1,10 untuk beban sementara (Mochtar,2000)

2.8.4. Kebutuhan Geotextile

Ada beberapa hal yang harus dilakukan untuk mencari kebutuhan *geotextile*, yaitu:

1. Mencari nilai kekuatan *geotextile* yang diijinkan

Untuk mencari nilai kekuatan tarik ijin *geotextile* adalah dengan menggunakan persamaan berikut:

$$T_{\text{allow}} = \frac{T}{FS_{ID} \times FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{BD}}$$

Dimana, T_{allow} : kuat tarik ijin *geotextile*

T : kekuatan tarik *max geotextile* yang dipakai

FS_{ID} : faktor keamanan akibat kesalahan pemasangan

FS_{CR} : faktor keamanan akibat rangkai

FS_{CD} : faktor keamanan akibat pengaruh kimia

FS_{BD} : faktor keamanan akibat pengaruh biologi

Harga-harga FS diatas dapat diambil dari **Tabel 2.5** berikut:

Tabel 2.5 Harga FS Menurut Kegunaan

Kegunaan	FS_{ID}	FS_{CR}	FS_{CD}	FS_{BD}
Dinding Penahan	1.1 – 2.0	2.0 – 4.0	1.0 – 1.5	1.0 – 1.3
Timbunan	1.1 – 2.0	2.0 – 3.0	1.0 – 1.5	1.0 – 1.3
Daya Dukung	1.1 – 2.0	2.0 – 4.0	1.0 – 1.5	1.0 – 1.3
<i>Overlay Pavement</i>	1.1 – 1.5	1.0 – 1.2	1.0 – 1.5	1.0 – 1.1

Stabilitas Talud	1.1 – 1.5	1.5 – 2.0	1.0 – 1.5	1.0 – 1.3
<i>Unpaved Road</i>	1.1 – 2.0	1.5 – 2.5	1.0 – 1.5	1.0 – 1.2
Pemisah	1.1 – 2.5	1.0 – 1.2	1.0 – 1.5	1.0 – 1.2

2. Menghitung panjang *geotextile* tertanam (L)

- Panjang *geotextile* yang ditanam (L) pada satu sisi timbunan :

$$L = L_e + L_R$$

Dimana :

L_R : (koordinat-X bidang longsor lapisan-i *geotextile* terpasang)-(koordinat tepi timbunan lapisan-i *geotextile* dipasang)

L_e : Panjang *geotextile* yang berada di belakang bidang longor (minimum 1m)

- Panjang *geotextile* di belakang bidang longor (L_e)

$$L_e = \frac{T_{allow} x SF}{(\tau_1 + \tau_2) x E}$$

Dimana :

L_e : Panjang *geotextile* yang di belakang bidang longor (minimum 1m)

τ_1 : Tegangan geser antar tanah timbunan dengan *geotextile*

$$\tau_1 = Cu_1 + \sigma_v \tan \phi_1$$

τ_2 : Tegangan geser antar tanah dasar dengan *geotextile*

$$\tau_2 = Cu_2 + \sigma_v \tan \phi_2$$

E : Efisiensi (diambil $E = 0.8$)

Sf rencana: Safety Factor rencana

- Panjang *geotextile* didepan bidang longor (L_R)

$$L_R = (H - z) \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Dimana :

H : Tinggi timbunan

z : Kedalaman pemasangan *geotextile* lapisan-i diukur dari atas timbunan

- Panjang lipatan *geotextile* (L_O)

$$L_O = \frac{1}{2} \cdot L_e$$

3. Menghitung kebutuhan *geotextile*

$$M_{geotextile} = T_{allow} \cdot T_i$$

Dimana :

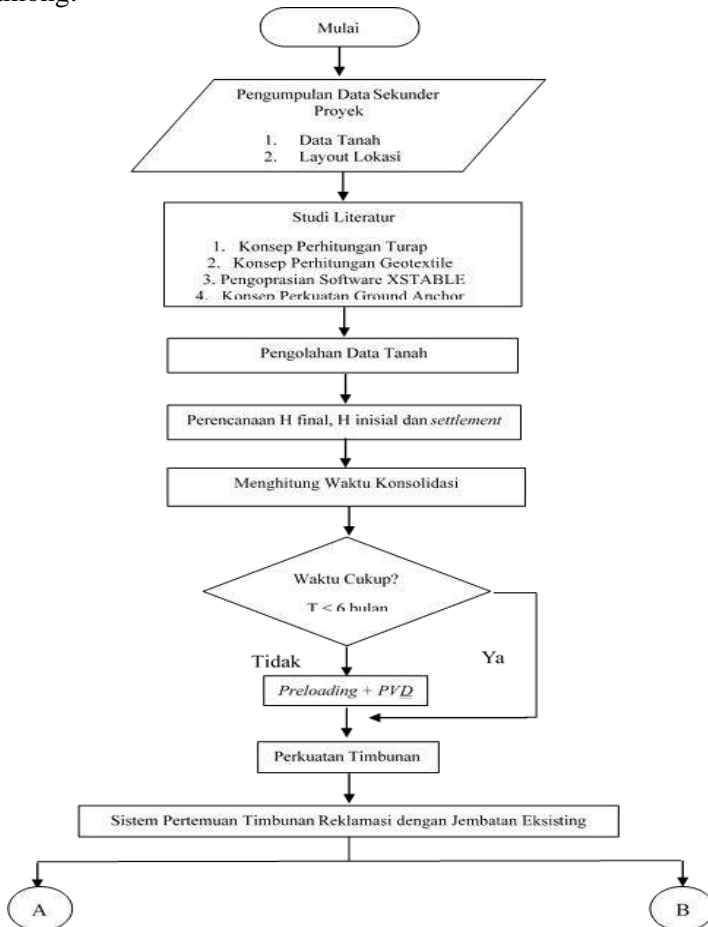
$M_{geotextile}$: Momen *geotextile*

T_i : Jarak vertikal antara *geotextile* dengan pusat bidang longsor

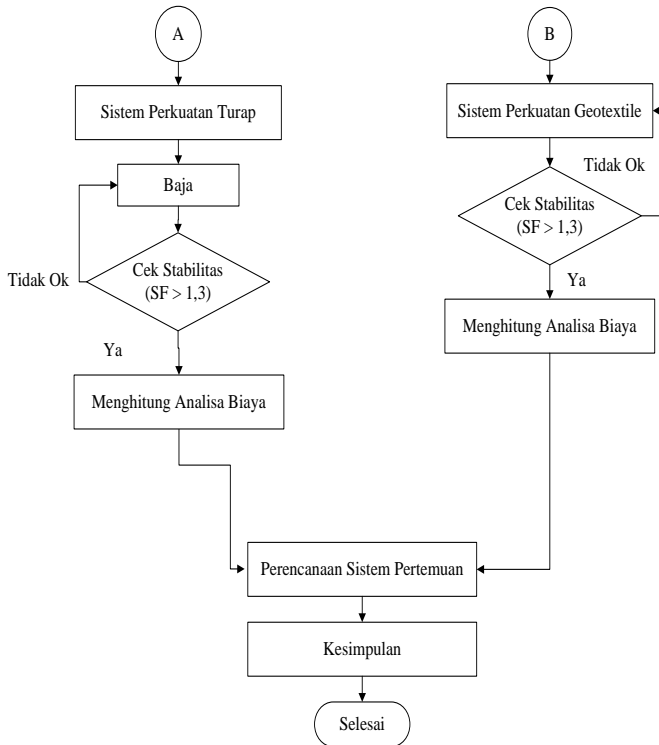
BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir

Berikut ini merupakan diagram alir alternative sistem pertemuan antara timbunan reklamasi dengan jembatan pada Teluk Lamong:



Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas akhir



Gambar 3.2. Diagram akhir pengerjaan tugas akhir (lanjutan)

3.2 Pengumpulan Data

Data-data ini merupakan data sekunder. Ada pun pengumpulan data-data yang akan dibutuhkan dalam perencanaan perbaikan berikut antara lain :

- a. **Data Tanah, meliputi :**
 - Borings Logs
 - Standart Penetration Test (SPT) Logs
- b. **Denah/Layout Lokasi**

3.3 Studi Literatur

Mempelajari konsep-konsep yang akan diterapkan dalam merencanakan alternatif sistem pertemuan antara timbunan reklamasi dengan jembatan pada lokasi proyek.

3.4 Perencanaan Geoteknis

Dalam perencanaan geoteknis perlu diperhatikan hal-hal sebagai berikut :

a. Pengolahan Data Tanah

Pengolahan data tanah akan dilakukan dalam perencanaan ini untuk menentukan nilai-nilai yang diperlukan untuk tahap berikutnya.

b. Perencanaan Tinggi Timbunan

Tinggi timbunan pada saat pelaksanaan tidak sama dengan tinggi timbunan rencana. Oleh karena itu perlu dilakukan perhitungan untuk menentukan tinggi timbunan pelaksanaan $H_{initial}$ dengan mempertimbangkan adanya pemampatan pada tanah asli yang terjadi akibat adanya timbunan.

c. Perhitungan Pemampatan (*Settlement*)

Menghitung besarnya pemampatan yang terjadi pada lapisan tanah yang ditinjau sebelum dilakukan perbaikan tanah akibat tinggi timbunan

d. Perhitungan Waktu Konsolidasi

Perhitungan waktu konsolidasi merupakan perhitungan untuk melihat tingkat waktu pemampatan lapisan tanah yang ditunjukkan dalam derajat konsolidasi $U(\%)$ dan waktu konsolidasi selesai pada saat $U=100\%$.

e. Perencanaan *Preloading* dan PVD

Preloading merupakan metode perbaikan tanah dengan cara pemberian beban awal yang berfungsi untuk meningkatkan daya dukung dan menghilangkan *settlement* tanah dasar. Tipe *preloading* yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah tipe *surcharge* yaitu pemberian beban awal berupa tanah timbunan. Untuk mempercepat pemampatan maka dalam Tugas Akhir ini digunakan *Prefabricated Vertical Drain (PVD)*.

f. Perencanaan Perkuatan Tanah

Perencanaan perkuatan tanah ini dilakukan apabila pada saat perhitungan daya dukung tanah nilai tidak memenuhi. Perkuatan tanah dapat dilakukan dengan alternative menggunakan geotextile, pasangan batu kali di sebelah kanan kiri timbunan dan turap.

g. Perencanaan Alternatif Bentuk Konstruksi Pertemuan Struktur

Perencanaan sistem pertemuan ini diperlukan untuk menghubungkan antara jembatan dengan timbunan reklamasi zona interchange yard dengan menggunakan turap.

3.5 Analisa Biaya Bahan

Analisa biaya bahan dihitung sesuai kebutuhan material perencanaan agar mendapatkan biaya yang ekonomis.

BAB IV DATA TANAH DAN ANALISA DATA

4.1. Data Tanah

4.1.1. Lokasi Pengambilan Tanah

Data tanah yang digunakan adalah hasil penyelidikan berupa *Standart Penetration Test* (SPT) yang terletak pada lokasi rencana pembangunan sistem pertemuan di Teluk Lamong. Adapun lokasi penyelidikan tanah dapat dilihat pada **Gambar 4.1**.



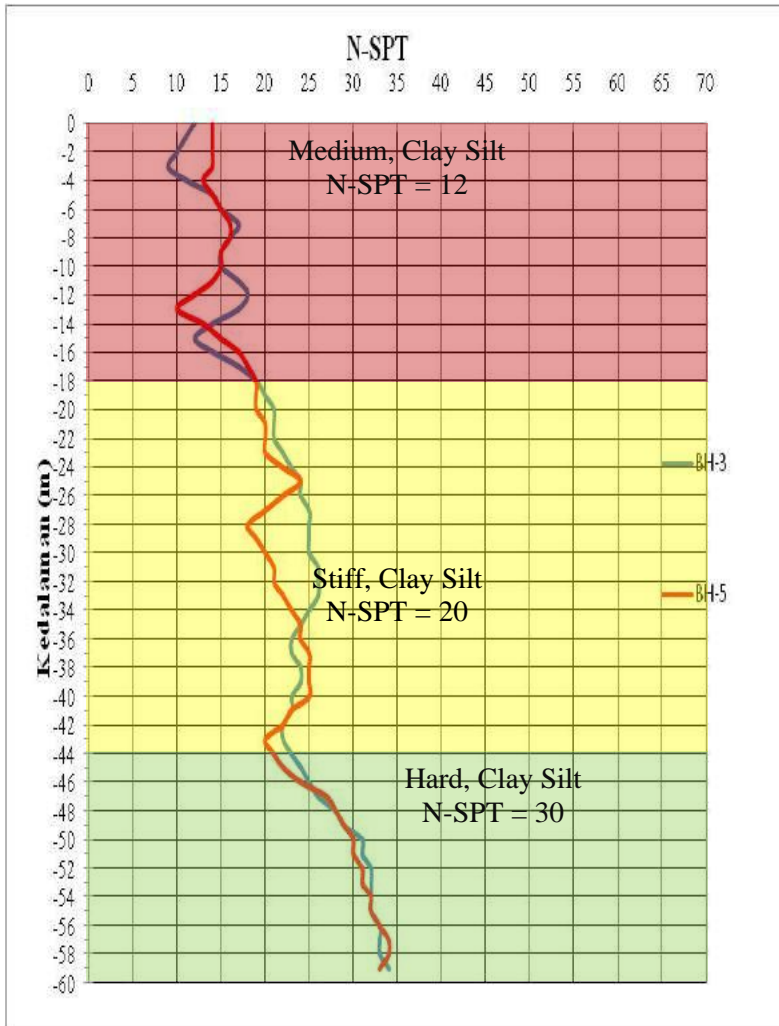
Gambar 4.1 Gambar Lokasi Pengambilan Data

4.1.2. Data Tanah *Standart Penetration Test* (SPT)

Data tanah dasar didapatkan dari data boring log dan SPT berdasarkan hasil penelitian oleh pihak PT. Pelindo III yang terletak dilokasi rencana pembangunan. Data tanah tersebut akan dilampirkan pada Lampiran 1. Dengan geometri timbunan direncanakan tinggi final +6.50 m dan kemiringan talut 1:1,5. **Tabel 4.1** berikut adalah grafik nilai N-SPT untuk data tanah asli pada dua titik lokasi.

Tabel 4.1 Rangkuman Data Tanah dari hasil SPT

KEDALAMA N (M)	DESKRIPSI TANAH	N-SPT	DESKRIPSI TANAH	N-SPT
		BH-3		BH-5
0	Urugan Tanah		Urugan Tanah	
-1		12		14
-2		11		13
-3		10		14
-4		9		14
-5		11		13
-6		14		14
-7		14		13
-8		11		14
-9		12		13
-10		13		14
-11		14		14
-12		13		12
-13		15		14
-14		17		10
-15		14		13
-16		12		15
-17		14		17
-18		17		18
-19		19		19
-20		20		19
-21		21		19
-22		21		20
-23		21		20
-24		22		20
-25		23		22
-26		24		24
-27		24		22
-28		25		20
-29		25		18
-30		25		19
-31	Clay silt	25	Clay Silt	20
-32		26		21
-33		26		21
-34		26		22
-35		25		23
-36		24		24
-37		23		24
-38		23		25
-39		24		25
-40		24		25
-41		23		25
-42		23		23
-43		22		22
-44		22		20
-45		23		21
-46		24		22
-47		25		24
-48		26		27
-49		28		28
-50		29		29
-51		31		30
-52		31		30
-53		32		31
-54		32		31
-55		32		32
-56		32		32
-57		33		33
-58		33		34
-59		33		34
-60		34		33



Gambar 4.2 Grafik Nilai SPT vs Kedalaman BH-3 & BH-5

Dari dua data pengujian pembacaan berdasarkan nilai SPT rata rata dari dua titik tersebut dapat dilihat pada **Gambar4.3**. Data tanah pada perencanaan ini akan dipakai untuk

menganalisa kondisi lapisan dan parameternya. Data tanah tersebut terangkum dalam **Tabel 4.2**.

Tabel 4.2 Rangkuman Data Tanah Dari Hasil SPT Rata-Rata

Depth	Deskripsi Tanah	Thickness	Nspt
m		m	m
0 - 18	Clay Silt	18	12
18- 44	Clay Silt	26	20
44 - 60	Clay Silt	16	30

4.1.3. Penentuan Nilai Parameter Tanah

Parameter tanah di dikarenakan tidak ada pengujian maka ditentukan dari hasil analisa SPT dengan menggunakan data korelasi dari hasil N-SPT :

- Untuk mengetahui taksiran berat volume jenuh (γ_{sat}), nilai (q_u) dapat menggunakan **Tabel 4.3**.
- Untuk menentukan taksiran sudut geser dapat dilihat pada **Tabel 4.4**.
- Untuk menentukan nilai taksiran parameter tanah lainnya dapat menggunakan **Tabel 4.5**.
- Dikarenakan harga C_c tidak diketahui maka harga C_c dapat dicari dengan menggunakan **Tabel 4.6**, sedangkan untuk mencari nilai Modulus Young dapat menggunakan **Tabel 4.7**.

Tabel 4.3 Nilai N-SPT dan Korelasi (J.E. Bowles,1984)

<i>Cohesionless Soil</i>					
N (blows)	0-3	4-10	11-30	31-50	≥ 50
γ_{sat} (kN/m ³)	-	12-16	14-18	16-20	18-23
ϕ (°)	-	25-32	28-36	30-40	≥ 35
State	<i>Very Loose</i>	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Dense</i>	<i>Very Dense</i>
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
<i>Cohesive Soil</i>					
N (blows)	< 4	4-6	6-15	16-25	> 25
γ_{sat} (kN/m ³)	14-18	16-18	16-18	16-20	> 20
q_u (kPa)	< 25	20-50	30-60	40-200	> 100
Consistency	<i>Very soft</i>	<i>Soft</i>	<i>Medium</i>	<i>Stiff</i>	<i>Hard</i>

Sumber: Bowles (1984) dalam Wahyudi (1999)

Tabel 4.4 Tegangan efektif pada tanah kohesif

Type	Soil description/state	Effective cohesion (kPa)	Friction angle (degrees)
Cohesive	Soft – organic	5–10	10–20
	Soft – non organic	10–20	15–25
	Stiff	20–50	20–30
	Hard	50–100	25–30

Tabel 4.5 Tabel nilai numeric parameter tanah Biarez

Tabel 1.2 Nilai-nilai numerik parameter tanah untuk $G_s = 2.70$ (Barez & Fave)																		
Sifat tanah		γ_d		e	n	w		γ_{sat}	K			C_c		σ		$m_v = 1/E$		
		g/cm^3	$lb\ ch\ ft$			%	g/cm^3		cm/s	$ft/year$	kg/cm^2	cm^2/s	$ft^2/year$	$bars$	psi			
Silt, Clay	lunak	0.5	31.25	4.40	0.80	163.0	1.31		10^9	1.03×10^3	10^4	10^5			0.01	0.142	100	97.6
		0.6	37.50	3.50	0.78	129.60	1.38							0.05	0.71	20	19.5	
		0.7	43.75	2.86	0.74	105.8	1.44		10^8	1.03×10^2	10^3	1×10^4	3.4					
		0.8	50.00	2.38	0.70	88.0	1.50					2×10^4	6.8	0.1	1.42	10	9.76	
		0.9	56.25	2.00	0.67	74.1	1.57		10^7	1.03×10^1	10^2	3×10^4	10.1	0.5	7.05	2	1.95	
	rata-rata											4×10^4	11.1	1	14.2	1	0.976	
		1.0	62.50	1.70	0.63	63.0	1.63		1×10^6	1.03	10^1	5×10^4	16.9	2	28.4	0.5	0.488	
		1.1	68.75	1.45	0.59	53.9	1.69		2×10^6	2.06		6×10^4	20.3	3	42.6	0.33	0.325	
		1.2	75.00	1.25	0.56	46.3	1.76		3×10^6	3.10		7×10^4	23.6	4	56.9	0.25	0.244	
		1.3	81.25	1.08	0.52	39.9	1.82		4×10^6	4.13		8×10^4	27.0	5	71.0	0.20	0.195	
Gravel, Sand	sand	1.4	87.50	0.93	0.48	34.4	1.88		5×10^6	5.17		9×10^4	30.4	6	85.3	0.17	0.163	
		1.5	93.75	0.80	0.44	29.6	1.94		6×10^6	6.20		10^5	33.8×10^1	7	99.5	0.14	0.144	
		1.6	100.00	0.69	0.41	25.5	2.04		7×10^6	7.24				8	113	0.12	0.122	
		1.7	106.25	0.59	0.37	21.8	2.07		8×10^6	8.26				9	127	0.11	0.111	
		1.8	112.50	0.50	0.33	18.5	2.13		9×10^6	9.30		10^2	33.8×10^2	10	142	0.10	0.0976	
	gravel	1.9	118.75	0.42	0.30	15.6	2.20		10^5	10.33	1			11	156	0.091	0.0887	
									10^4	1.03×10^2	10	10^1	33.8×10^3	12	170	0.083	0.0815	
		2.0	125.00	0.35	0.26	13.0	2.26		10^3	1.03×10^1	100			13	185	0.077	0.075	
		2.1	131.25	0.29	0.22	10.6	2.32		10^2	1.03×10^0	1000			14	199	0.073	0.07	
		2.2	137.50	0.23	0.19	8.4	2.39		10^1	1.03×10^{-1}	10000			15	213	0.064	0.065	
	2.3	143.75	0.17	0.15	6.4	2.45							20	284	0.050	0.0488		
	2.4	150.00	0.13	0.11	4.63	2.51							50	710	0.020	0.0195		
	2.5	156.25	0.080	0.074	2.96	2.57							100	1420	0.010	9.76×10^{-3}		
	2.6	162.50	0.038	0.037	1.42	2.64							500	7100	0.002	1.95×10^{-2}		
	2.7	168.75	0.000	0.000	0.00	2.70							1000	14200	0.001	9.76×10^{-3}		

Catatan: $100\text{ kPa} = 100\text{ kN/m}^2 = 1\text{ bar} = 1.02\text{ kg/cm}^2$

Catatan : 100 kPa = 100 kN/m² = 1 bar = 1.02 kg/cm²

Tabel 4.6 Hubungan Indeks Pemampatan C_c

Persamaan	Acuan	Daerah Pemakaian
$C_c = 0.07(LL - 7)$	Skempton	Lempung yg terbentuk kembali
$C_c = 0.01 W_n$		Lempung Chicago
$C_c = 1.15(e_0 - 0.27)$	Nishida	Semua Lempung
$C_c = 0.30(e_0 - 0.27)$	Hough	Tanah kohesif organik :lanau,lempung,lempung berlanau,lempung
$C_c = 0.115 W_n$		Tanah organik,gambut,lanau organik,dan lempung
$C_c = 0.004(LL - 9)$		Lempung Brazilia
$C_c = 0.75(e_0 - 0.5)$		Tanah dengan plastisitas terendah
$C_c = 0.208e_0 + 0.0083$		Lempung Chicago
$C_c = 0.156e_0 + 0.0107$		Semua Lempung

Sumber :Rendon-Hererro (1980)

Tabel 4.7 Modulus Young (E_s)

Soil	E_s (Ksi)	Kg/cm ²
Clay		
Very soft	0.05-0.4	3-30
Soft	0.2-0.6	20-40
Medium	0.6-1.2	45-90
Hard	1-3	70-200
Sandy	4-6	300-425
Glacial fill	1.5-22	100-1600
Loess	2-8	150-600
Sand		
Silty	1-3	50-200
Loose	1.5-3.5	100-250
Dense	7-20	500-1000
Sand and gravel		
Dense	14-28	800-2000
Loose	7-20	500-1400
shales	20-200	1400-14000
silt	0.3-3	20-200

4.1.4 Rekapitulasi Tanah

Dengan hasil penyelidikan tanah yang dilakukan , maka dapat disimpulkan parameter data tanah yang dipakai untuk menghitung perkuatan tanah seperti terlihat pada **Tabel 4.8** Hasil Rangkuman Data Tanah dan **Tabel 4.9** Data-data Karakteristik Tanah.

Tabel 4.8 Hasil Rangkuman Data Tanah

Depth m	Deskripsi Tanah	Thickness m	Nspt m	Volumetri Gravimetri					Direct / Triaxial			Konsolidasi			
				eo	Wc (%)	ysat t/m³	γ' t/m³	γd t/m³	φ (°)	C	Cu t/m²	Pp	Cc	Cs	Cv cm²/s
0 - 18	Clay Silt	18	12	1.45	53.9	1.690	0.690	1.1	28	1.33	2	-	0.350	0.044	0.0006
18- 44	Clay Silt	26	20	1.08	39.9	1.820	0.820	1.3	24	4.29	6.4	-	0.240	0.030	0.0008
44 - 60	Clay Silt	16	30	0.8	29.6	1.960	0.960	1.5	30	6.07	9.6	-	0.160	0.020	0.001

Tabel 4.9 Data Karakteristik Tanah

Depth m	Nspt m	Deskripsi Tanah	Konsistensi		
			LL (%)	PL (%)	PI (%)
0 - 12	12	Clay Silt	54.06	-	30
12 - 44	20	Clay Silt	54.2	-	31.2
44 - 60	30	Clay Silt	54.6	-	31.4

4.2. Data Spesifikasi Bahan

4.2.1. Prefabricated Vertical Drain (PVD)

PVD yang digunakan pada perencanaan ini adalah "CETEU CT – D812" dengan spesifikasi lebar 100mm dan dengan ketebalan 5mm.

4.2.2. Geotextile

Spesifikasi geotextile yang digunakan adalah type Geosistem UW250 . Detail spesifikasi geotextile ditunjukan pada lampiran.

4.2.3. Steel Pipe Pile (SPP)

Steel Pipe Pile yang digunakan dalam perencanaan turap adalah ASTM A 252 grade 2. Data spesifikasi dan dimensi bahan dapat dilihat di lampiran.

BAB V

PERENCANAAN TIMBUNAN DAN PERKUATAN

5.1. Perhitungan Timbunan

Dalam perencanaan ini terlebih dahulu ditentukan beban diatas timbunan dianggap terbagi rata. Untuk rincian data timbunan sebagai berikut :

- γ timbunan : 1,8 t/m³
- H_{final} : 6,5 m
- Lebar Timbunan : 24,8 m

5.1.1. Penentuan H timbunan awal

Tinggi inisial yaitu tinggi timbunan awal yang harus digelar dilapangan agar dapat mencapai tinggi akhir (*final*) seperti yang direncanakan dengan menghilangkan *settlement* pada lapisan *compressible* tersebut.

Caranya adalah sebagai berikut :

- Membagi lapisan *compressible* menjadi lapisan dengan ketebalan lebih tipis. Pembagian lapisan ini bisa dilakukan tiap 1 meter-an atau 2 meter-an tergantung perencanaan. Pembagian lapisan ini dimaksudkan untuk mendapatkan harga *settlement* yang lebih teliti. Dalam perencanaan ini, perencana membagi tebal (h) lapisan menjadi 1 meter-an.
- Mencari nilai Po' (tegangan *overbuden*) pada lapisan ke – i
Misal tegangan *overbuden* yang ingin dihitung pada lapisan ke-2 ($i=2$), maka :

$$Po'_2 = (h_1 \times \gamma'_1) + (Z_2 \times \gamma'_2)$$

Dimana :

h_1 = tebal lapisan tanah no 1

Z_2 = setengah tebal lapisan no 2

γ' = berat volume tanah efektif, yaitu $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

h_1 = 1 meter

Z_2 = 0,5 meter

γ_{sat} = 1,69 t/m³

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} Po'2 &= (h1 \times \gamma'1) + (Z2 \times \gamma'2) \\ &= [1 \times (1,73-1)] + [0,5 \times (1,73-1)] \\ &= 1.035 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

➤ Mencari nilai Pc' (tegangan pra konsolidasi)

$$Pc' = Po' + \Delta Pf$$

Dimana : ΔPf = tambahan tegangan yang terjadi pada tanah akibat adanya beban di waktu lampau atau karena fluktuasi muka air tanah.

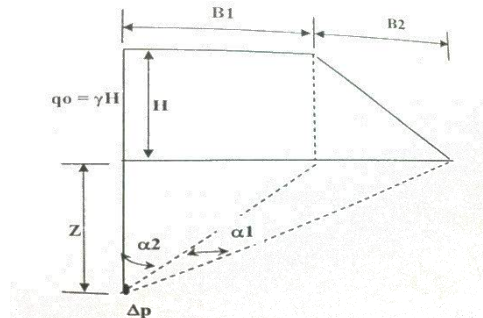
Pada tugas besar ini, fluktuasi muka air tanah = 1,5 meter, maka:

$$\begin{aligned} \Delta Pf &= h_{\text{fluktuasi}} \times \gamma_w \\ &= 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pc' &= Po' + \Delta Pf \\ &= 1.035 + 1,5 \\ &= 2,535 \text{ t/m}^2 \end{aligned} \quad \longrightarrow \text{pada lapisan ke-2}$$

➤ Mencari nilai ΔP

ΔP merupakan tambahan tegangan akibat pengaruh beban timbunan yang ditinjau di tengah-tengah lapisan. Karena kemiringan timbunan bagian kiri dan kanan tidak sama, maka perhitungan ΔP dilakukan dua kali, yaitu ΔP kiri dan ΔP kanan.



Gambar 5.1 Diagram Tegangan Tanah Akibat Timbunan (Braja M.Das 1986)

$$\Delta P = \frac{q_0}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \left\{ \frac{B_1}{B_2} \right\} x (\alpha_2) \right]$$

Dimana :

q_0 = beban timbunan (t/m^2) = $\gamma_{\text{timb}} \times h_{\text{timb}}$

ΔP = besarnya tegangan akibat pengaruh beban timbunan ditinjau di tengah-tengah lapisan (t/m^2).

$\alpha_1 = \tan^{-1} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{z} \right) \right] - \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right)$ (radians)

$\alpha_2 = \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right)$ (radians)

B_1 = $\frac{1}{2}$ lebar timbunan

B_2 = panjang proyeksi horizontal kemiringan timbunan

Contoh perhitungan :

$\gamma_{\text{timbunan}} = 1,8 \text{ t/m}^3$, lebar timbunan = 24,8 meter. Kemiringan talud timbunan yaitu 1:1.5, maka harga ΔP pada lapisan 1 meter pertama adalah :

$z = 0,5$ meter

$h_{\text{timb}} = 1$ meter

$B_1 = 0,5 \times 24,8 = 12,4$ meter

$B_2 = 1 \times 1,5 = 1,5$ meter

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \tan^{-1} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{z} \right) \right] - \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) \text{ (radians)} \\ &= \tan^{-1} \left[\left(\frac{12,4 + 1,5}{0,5} \right) \right] - \tan^{-1} \left(\frac{12,4}{0,5} \right) \text{ (radians)} \\ &= 0,249^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_2 &= \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) \text{ (radians)} \\ &= \tan^{-1} \left(\frac{12,4}{0,5} \right) \text{ (radians)} \\ &= 87,691^\circ \end{aligned}$$

$q_0 = 1,8 \text{ t/m}^3 \times 1 \text{ m}$

$= 1,8 \text{ t/m}^2$

$$\begin{aligned} \Delta P &= \frac{q_0}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \left\{ \frac{B_1}{B_2} \right\} x (\alpha_2) \right] \\ &= 0,900 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Harga tersebut akibat beban $\frac{1}{2}$ timbunan, untuk timbunan total yang simetris maka harga harus dikalikan 2 kalinya, sehingga :

$$\begin{aligned} 2\Delta P &= 2 \times 0.900 \\ &= 1.80 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

- Menghitung *settlement* yang terjadi pada setiap lapisan tanah Tanah pada perencanaan ini merupakan tanah overkonsolidasi karena mengalami fluktuasi muka air tanah setinggi 1,5 meter. Perhitungan *settlement* pada tanah jenis ini dibedakan menjadi dua, yaitu :

- Jika $(P_o' + \Delta P) \leq P_c'$

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \right] H_i$$

- Jika $(P_o' + \Delta P) > P_c'$

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{P_c'}{P_o'} + \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{P_o' + \Delta P}{P_c'} \right] H_i$$

Contoh perhitungan :

- a) *Settlement* akibat beban timbunan

H timbunan = 1 meter, $\gamma_{\text{timbunan}} = 1,8 \text{ t/m}^3$, lebar timbunan = 24,8 meter, kemiringan talud timbunan yaitu 1:1.5 , maka harga S_c pada lapisan 1 meter pertama adalah :

$$C_c = 0,35$$

$$C_s = 0,04$$

$$e_o = 1,450$$

Dari hasil perhitungan :

$$P_o' = 0,345 \text{ t/m}^2$$

$$P_c' = 1,845 \text{ t/m}^2$$

$$P_o' + \Delta P = 2,145 \text{ t/m}^2$$

Karena $P_o' + \Delta P > P_c'$ maka digunakan rumus :

Sci = Sci = $[\frac{Cs}{1+eo} \log \frac{Pc'}{Po'} + \frac{Cc}{1+eo} \log \frac{Po' + \Delta P}{Pc'}] H_i$

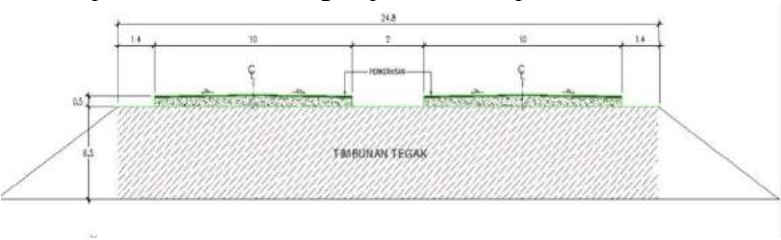
= 0.0224 meter

b) *Settlement* akibat perkerasan jalan

Tabel 5.1 Data-data Karakteristik Perkerasan

No	Deskripsi	Code	Value	Unit
1	Tebal perkerasan	t	0.50	m
2	Berat jenis perkerasan	γ	2.40	t/m ²
3	Beban perkerasan asumsi	q ₀	1.20	t/m ²
4	Lebar perkerasan total (4 alur 2 arah)	B	20.00	m
5	lebar perkerasan (2 ruas 1 arah)	B/2	10.00	m
6	Panjang perkerasan (arah memanjang)	L	10.00	m
7	Lebar median		2.00	m

H timbunan = 1.5 meter karena beban akibat perkerasan jalan ditinjau dari ½ badan timbunan + ½ median jalan dengan data yang terlihat pada **Tabel 5.1** dengan permodelan pada **Gambar 5.2** :



Gambar 5.2 Permodelan Tinjau Timbunan Melintang

- q = 1,2 t/m²
- Cc = 0,35
- Cs = 0,04
- eo = 1,450
- Po’ = 0,345 t/m²
- Pc’ = 1,845 t/m²
- B₁ = Lebar perkerasan 2 ruas 1 arah + (lebar median/2)
= 10 + 1

$$\begin{aligned}
&= 11 \text{ meter} \\
B_2 &= \text{Tebal perkerasan} \times \text{kemiringan talud timbunan (1:1.5)} \\
&\text{meter} \\
&= 0.75 \text{ meter} \\
\alpha_1 &= \tan^{-1} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{z} \right) \right] - \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) (\text{radians}) \\
&= 0.49^\circ \\
\alpha_1 &= \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) (\text{radians}) \\
&= 82.235^\circ \\
\Delta P_1 &= \frac{q_0}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \left\{ \frac{B_1}{B_2} \right\} \times (\alpha_2) \right] \\
&= 0.599 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Koreksi akibat median jalan = 1 meter

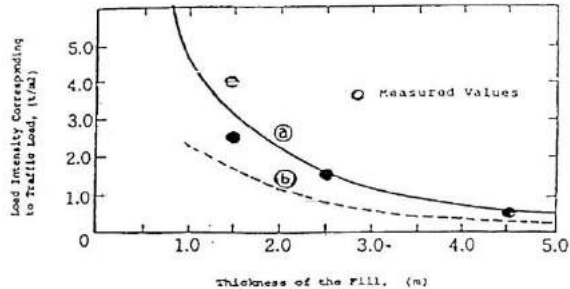
$$\begin{aligned}
B_1 &= \text{Lebar median jalan}/2 \\
&= 1 \text{ meter} \\
B_2 &= 0.75 \text{ meter} \\
\alpha_1 &= \tan^{-1} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{z} \right) \right] - \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) (\text{radians}) \\
&= 15.709^\circ \\
\alpha_1 &= \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) (\text{radians}) \\
&= 33.690^\circ \\
\Delta P_2 &= \frac{q_0}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \left\{ \frac{B_1}{B_2} \right\} \times (\alpha_2) \right] \\
&= 0.469 \text{ t/m}^2 \\
\Delta P_1 - \Delta P_2 &= 0.13 \text{ t/m}^2 \\
\Sigma \Delta P &= 0.13 \times 2 \\
&= 0.26 \text{ t/m}^2 \\
\text{Dari hasil perhitungan :} \\
Po' &= 0.365 \text{ t/m}^2 \\
Pc' &= 1.865 \text{ t/m}^2 \\
Po' + \Delta P &= 0.626 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Karena $Po' + \Delta P < Pc'$ maka digunakan rumus :

$$\begin{aligned} \text{Sci} &= \left[\frac{C_s}{1+\epsilon_0} \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right] H_i \\ &= 0.00439 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

c) *Settlement* akibat H bongkar

Perhitungan H bongkar akibat beban traffic dapat ditinjau dari **Gambar 5.3** :



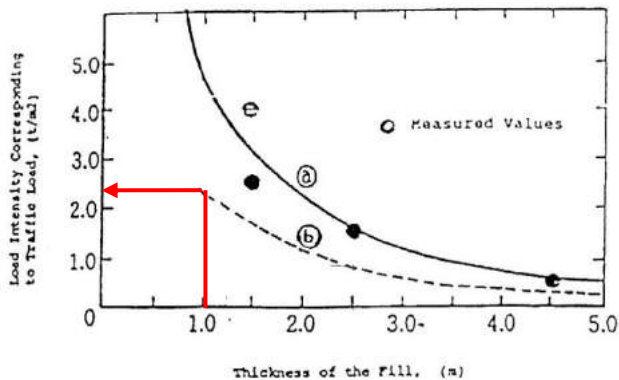
Sumber : Japan road association , 1986

Gambar 5.3 Grafik H bongkar akibat beban traffic

Untuk mendapatkan nilai H bongkar yaitu dengan cara menarik garis lurus nilai H inisial dengan garis putus-putus dan didapatkan nilai traffic load (t/m²) .

Contoh perhitungan pada H timbunan = 1 m :

H inisial = 1.048 m



Didapatkan nilai Load Traffic = 2.4 t/m²

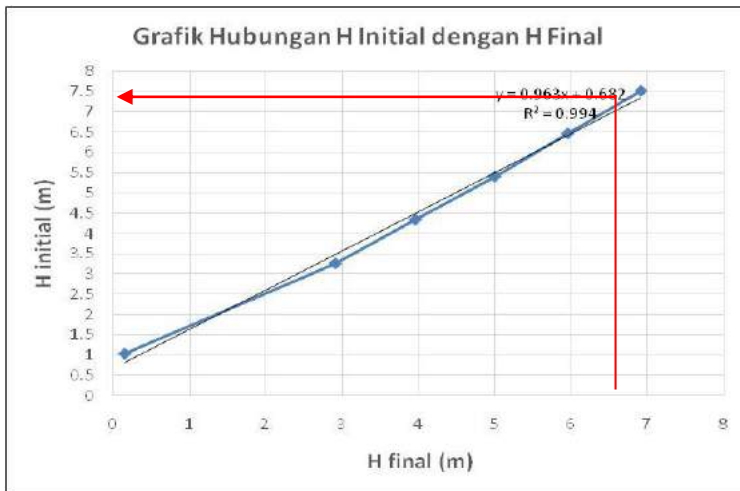
$$H \text{ bongkar} = \frac{\text{Load Factor}}{\gamma_{\text{timbunan}}} = \frac{2.4}{1.8} = 1.389 \text{ meter}$$

Untuk rangkuman hasil tahapan selanjutnya dapat dilihat pada **Tabel 5.2**

Tabel 5.2. Hasil Perhitungan H_{inisial} & H_{final}

No	Desain Tinggi Timbunan	Beban Rencana	Penuruna n Akibat Timbunan	Tinggi Timbunan Initial	H Bongkar Akibat	Tebal Perkeras an	Penuruna n Akibat Perkeras	Penuruna n Total	Tinggi Final
	H	q timb.	Sc Timb	H initial	H bkr	t	Sc Pav	Sc Kum	H final
	(m)	(t/m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
	design	design	calc.	calc.	grafik	design	calc.	D+H	E-F-I+G
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	1	1.8	0.086	1.048	1.389	0.50	0.022	0.108	0.051
2	3	5.4	0.497	3.276	0.333	0.50	0.027	0.524	2.918
3	4	7.2	0.640	4.355	0.222	0.50	0.028	0.668	3.965
4	5	9	0.760	5.422	0.128	0.50	0.029	0.789	5.006
5	6	10.8	0.865	6.481	0.128	0.50	0.029	0.894	5.959
6	7	12.6	0.958	7.532	0.128	0.50	0.029	0.986	6.918

Sumber : hasil perhitungan



Gambar 5.4 Grafik Hubungan H_{initial} vs H_{final}

Berdasarkan **Gambar 5.4** grafik Hubungan H initial dan H final diatas, jika Hfinal yang dibutuhkan 6,5 m maka H initial sebesar 7,50 m.



Gambar 5.5 Grafik Hubungan H final vs Penurunan Sc

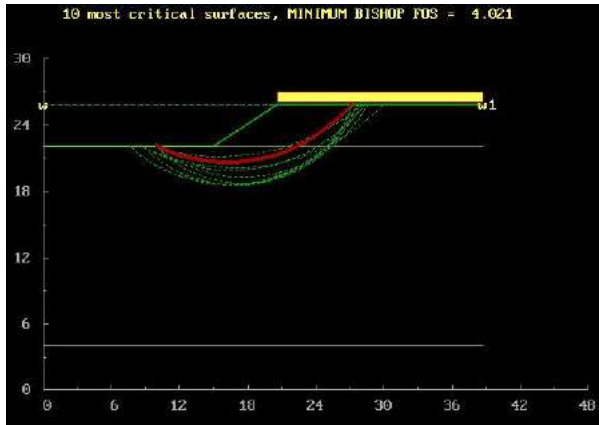
Berdasarkan **Gambar 5.5** grafik Hubungan Penurunan Sc dan H final diatas, jika Hfinal yang dibutuhkan 6,5 m maka Sc yang akan terjadi sebesar 0.96 m.

5.1.2. Penentuan H kritis

Tinggi penimbunan harus memperhatikan tinggi timbunan kritis (H_{cr}) yang masih mampu dipikul oleh tanah dasar.

Adapun nilai analisa H_{kritis} dengan SF rencana = 1 menggunakan software XSTABLE dapat dilihat pada Gambar :

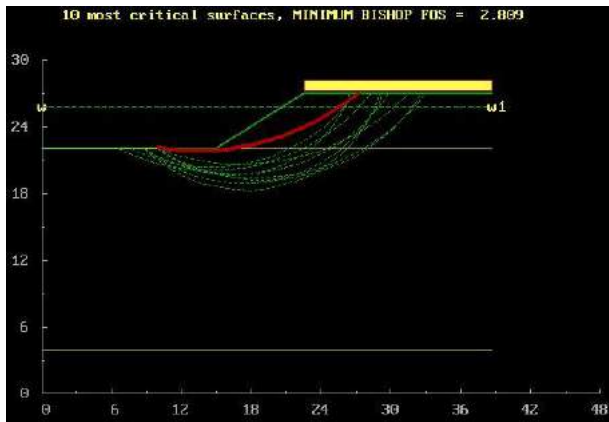
- Hasil analisa kestabilan timbunan dengan kemiringan 1:1,5 dengan $H = 3,5$ meter.



Gambar 5.6 Hasil Running Stability Analysis pada kondisi timbunan $H = 3.5$ meter

Pada **Gambar 5.6** memperlihatkan bahwa dengan penimbunan setinggi muka air laut yaitu 3,5 meter mempunyai nilai $SF = 4,021$ (aman).

- b. Hasil analisa kestabilan timbunan dengan kemiringan 1:1,5 dengan $H = 5$ meter.



Gambar 5.7 Hasil Running Stability Analysis pada kondisi timbunan $H = 5$ meter

Pada **Gambar 5.7** memperlihatkan bahwa dengan penimbunan setinggi muka air laut yaitu 5 meter mempunyai nilai $SF = 2.809$ (aman).

- c. Hasil analisa kestabilan timbunan dengan kemiringan 1:1,5 dengan $H = 7,5$ meter.



Gambar 5.8 Hasil Running Stability Analysis pada kondisi timbunan $H = 7.5$ meter

Pada **Gambar 5.8** memperlihatkan bahwa dengan penimbunan setinggi muka air laut yaitu 7.5 meter mempunyai nilai $SF = 1.550$ (aman).

- d. Hasil analisa kestabilan timbunan dengan kemiringan 1:1,5 dengan $H = 10$ meter



Gambar 5.9 Hasil Running Stability Analysis pada kondisi timbunan H = 10 meter

Pada **Gambar 5.9** memperlihatkan bahwa dengan penimbunan setinggi muka air laut yaitu 10 meter mempunyai nilai $SF = 1.101$ (aman).

Jadi apabila dikaitkan dengan rencana tinggi timbunan pelaksanaan 7.5 meter maka pelaksanaan penimbunan di zone interchange dapat dilakukan secara langsung sebesar 7.5 meter (tidak harus bertahap dan waktu tunggu penimbunan). Hasil ini berdasarkan pada hasil perhitungan yang menunjukkan bahwa dengan timbunan 7,5 meter saja nilai $SF \geq 1$ (aman).

5.2. Perencanaan Waktu Konsolidasi

Seperti yang telah dijelaskan pada bab pendahuluan, bahwa tanah lempung lanau mempunyai sifat permeabilitas yang kecil sehingga kemampuan mengalirkan air relatif lambat. Hal ini menyebabkan air yang terdesak akibat penambahan beban timbunan, akan keluar dari lapisan dalam jangka waktu yang lama dan menghasilkan pemampatan konsolidasi.

Untuk menghitung waktu konsolidasi tersebut, digunakan persamaan :

$$\begin{aligned}
 C_v &= \frac{(H_1 + H_2 + \dots + H_n)^2}{\left(\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}}\right)^2} \\
 &= 0,0006 \text{ cm}^2/\text{dt} \\
 &= 0,038 \text{ m}^2/\text{minggu}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan **Tabel 5.3** didapat nilai $T_{v90\%}$ sebesar 0.848. Dengan Hdr sepanjang tanah lunak yaitu 13 meter. Sehingga waktu konsolidasi untuk mencapai 90% derajat konsolidasi adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 t &= \frac{T_{90\%}(Hdr)^2}{C_v} \\
 &= 3813,53 \text{ minggu} \\
 &= 73 \text{ tahun.}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.3 Variasi Faktor Waktu (T_v) Terhadap Derajat Konsolidasi

Derajat Konsolidasi	Faktor Waktu
U%	T_v
0	0
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	~

Sumber : Braja M. Das, 1985

5.3. Perencanaan Prefabricated Vertical Drain (PVD)

Dalam tugas akhir ini metode yang dipilih untuk mempercepat pemampatan adalah dengan menggunakan pemasangan *Prevabricated Vertical Drain* (PVD). Ada beberapa langkah-langkah dalam perencanaan PVD. Akan diambil contoh perhitungan diantaranya sebagai berikut :

1. Pemilihan Pola dan Jarak Pemasangan PVD

Pada perencanaan pemasangan PVD ada dua macam pola yang digunakan yaitu pola segitiga dan pola segiempat yang terdapat pada gambar 2.3 dan 2.4. Dari masing-masing pola akan dicari derajat konsolidasi untuk jarak pemasangan selebar 0.8m, 1m, 1.2m, 1.4m, 1.6m, 1.8m, 2m. Setelah dihitung derajat konsolidasi total, akan ditentukan pola dan jarak yang akan digunakan.

2. Perhitungan nilai T_v

$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(H_{dr})^2}$$

$$= 0.00022$$

3. Perhitungan Derajat Konsolidasi Vertical (U_v)

$$\text{Untuk } U_v \text{ 0 – 60\%} = \left[2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right] \times 100\%$$

$$= 0.0168 \%$$

4. Perhitungan Derajat Konsolidasi Horizontal (U_h)

$$\text{Untuk } U_h = \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{t \times s \times C_h}{D^2 \times \pi \times F(n)} \right)}} \right) \right]$$

Pada persamaan diatas, dapat diketahui bahwa parameter tanah yang digunakan untuk mendapatkan nilai U_h adalah koefisien konsolidasi (C_h) dimana harga C_h merupakan $2-5C_v$. Diasumsikan harga C_h adalah $3C_v$.

Adapun hasil perhitungan $F_{(n)}$ untuk masing-masing jarak dan pola dapat dilihat pada **Tabel 5.4** dan **Tabel 5.5**.

Tabel 5.4 Perhitungan Faktor Penghambat Akibat Jarak Pemasangan PVD ($F_{(n)}$) Pola Segitiga ($D=1.05 S$)

Jarak PVD	D	a	b	Dw	n = D/Dw	F(n)
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
0.80	0.84	0.10	0.05	0.10	8.80	1.446
1.00	1.05	0.10	0.05	0.10	11.00	1.663
1.20	1.26	0.10	0.05	0.10	13.19	1.842
1.40	1.47	0.10	0.05	0.10	15.39	1.993
1.60	1.68	0.10	0.05	0.10	17.59	2.125
1.80	1.89	0.10	0.05	0.10	19.79	2.242
2.00	2.10	0.10	0.05	0.10	21.99	2.341
2.20	2.31	0.10	0.05	0.10	24.19	2.436

*spesifikasi PVD : CT-D822, Produk dari PT Geosistem

Tabel 5.5 Perhitungan Faktor Penghambat Akibat Jarak Pemasangan PVD ($F_{(n)}$) Pola Segiempat ($D= 1,13S$)

Jarak PVD	D	a	b	Dw	n = D/Dw	F(n)
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
0.80	0.90	0.10	0.05	0.10	9.47	1.517
1.00	1.13	0.10	0.05	0.10	11.83	1.735
1.20	1.36	0.10	0.05	0.10	14.20	1.914
1.40	1.58	0.10	0.05	0.10	16.57	2.066
1.60	1.81	0.10	0.05	0.10	18.93	2.198
1.80	2.03	0.10	0.05	0.10	21.30	2.309
2.00	2.26	0.10	0.05	0.10	23.67	2.414
2.20	2.49	0.10	0.05	0.10	26.03	2.509

*spesifikasi PVD : CT-D822, Produk dari PT Geosistem

Setelah menghitung faktor penghambat akibat jarak pemasangan pemasangan PVD ($F_{(n)}$), maka derajat konsolidasi arah horizontal dapat dihitung. Didapatkan nilai U_h dan U_{gab} untuk masing-masing pola yang ditampilkan pada lampiran.

Berikut merupakan rekapitulasi hasil dari nilai U_h dan U_{gab} untuk masing-masing pola :

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI TIGA

S = 0.80 m				
t minggu	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Ugab (%)
1	0.0002	0.0164	0.3433	35.408
2	0.0004	0.0232	0.5688	57.876
3	0.0006	0.0284	0.7168	72.485
4	0.0008	0.0328	0.8140	82.013
5	0.0011	0.0367	0.8779	88.235
6	0.0013	0.0402	0.9198	92.302
7	0.0015	0.0434	0.9473	94.962
8	0.0017	0.0464	0.9654	96.702
9	0.0019	0.0492	0.9773	97.841
10	0.0021	0.0519	0.9851	98.586
11	0.0023	0.0544	0.9902	99.074
12	0.0025	0.0569	0.9936	99.393
13	0.0028	0.0592	0.9958	99.603
14	0.0030	0.0614	0.9972	99.740
15	0.0032	0.0636	0.9982	99.829
16	0.0034	0.0657	0.9988	99.888

S = 1.00 m				
t minggu	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Ugab (%)
1	0.0002	0.0164	0.2087	22.165
2	0.0004	0.0232	0.3738	38.831
3	0.0006	0.0284	0.5044	51.853
4	0.0008	0.0328	0.6078	62.072
5	0.0011	0.0367	0.6897	70.106
6	0.0013	0.0402	0.7544	76.429
7	0.0015	0.0434	0.8057	81.410
8	0.0017	0.0464	0.8462	85.335
9	0.0019	0.0492	0.8783	88.429
10	0.0021	0.0519	0.9037	90.869
11	0.0023	0.0544	0.9238	92.794
12	0.0025	0.0569	0.9397	94.312
13	0.0028	0.0592	0.9523	95.510
14	0.0030	0.0614	0.9622	96.455
15	0.0032	0.0636	0.9701	97.201
16	0.0034	0.0657	0.9763	97.790

S = 1.20 m				
t minggu	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Ugab (%)
1	0.0002	0.0164	0.1365	15.068
2	0.0004	0.0232	0.2544	27.168
3	0.0006	0.0284	0.3562	37.446
4	0.0008	0.0328	0.4440	46.229
5	0.0011	0.0367	0.5199	53.755
6	0.0013	0.0402	0.5855	60.213
7	0.0015	0.0434	0.6420	65.759
8	0.0017	0.0464	0.6909	70.526
9	0.0019	0.0492	0.7331	74.624
10	0.0021	0.0519	0.7695	78.150
11	0.0023	0.0544	0.8010	81.183
12	0.0025	0.0569	0.8282	83.793
13	0.0028	0.0592	0.8516	86.040
14	0.0030	0.0614	0.8719	87.974
15	0.0032	0.0636	0.8894	89.639
16	0.0034	0.0657	0.9045	91.073

S = 1.40 m				
t minggu	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Ugab (%)
1	0.0002	0.0164	0.0948	10.968
2	0.0004	0.0232	0.1807	19.968
3	0.0006	0.0284	0.2584	27.944
4	0.0008	0.0328	0.3287	35.072
5	0.0011	0.0367	0.3923	41.464
6	0.0013	0.0402	0.4500	47.207
7	0.0015	0.0434	0.5021	52.374
8	0.0017	0.0464	0.5493	57.025
9	0.0019	0.0492	0.5921	61.215
10	0.0021	0.0519	0.6307	64.991
11	0.0023	0.0544	0.6658	68.395
12	0.0025	0.0569	0.6975	71.466
13	0.0028	0.0592	0.7261	74.235
14	0.0030	0.0614	0.7521	76.734
15	0.0032	0.0636	0.7756	78.988
16	0.0034	0.0657	0.7969	81.023

S = 1.60 m				
t minggu	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Ugab (%)
1	0.0002	0.0164	0.0690	8.433
2	0.0004	0.0232	0.1333	15.345
3	0.0006	0.0284	0.1932	21.611
4	0.0008	0.0328	0.2489	27.354
5	0.0011	0.0367	0.3007	32.641
6	0.0013	0.0402	0.3490	37.520
7	0.0015	0.0434	0.3940	42.030
8	0.0017	0.0464	0.4358	46.202
9	0.0019	0.0492	0.4748	50.064
10	0.0021	0.0519	0.5110	53.642
11	0.0023	0.0544	0.5448	56.959
12	0.0025	0.0569	0.5762	60.033
13	0.0028	0.0592	0.6055	62.884
14	0.0030	0.0614	0.6327	65.529
15	0.0032	0.0636	0.6581	67.983
16	0.0034	0.0657	0.6817	70.260

S = 1.80 m				
t minggu	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Ugab (%)
1	0.0002	0.0164	0.0522	6.774
2	0.0004	0.0232	0.1016	12.250
3	0.0006	0.0284	0.1485	17.273
4	0.0008	0.0328	0.1930	21.945
5	0.0011	0.0367	0.2351	26.315
6	0.0013	0.0402	0.2750	30.414
7	0.0015	0.0434	0.3128	34.267
8	0.0017	0.0464	0.3487	37.892
9	0.0019	0.0492	0.3827	41.307
10	0.0021	0.0519	0.4149	44.526
11	0.0023	0.0544	0.4454	47.561
12	0.0025	0.0569	0.4744	50.425
13	0.0028	0.0592	0.5018	53.127
14	0.0030	0.0614	0.5278	55.679
15	0.0032	0.0636	0.5524	58.088
16	0.0034	0.0657	0.5758	60.364

Gambar 5.10 (a). Tabel Hasil Rekapitulasi Pola Segitiga dan Segiempat

S = 2.00 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0.0002	0.0164	0.0407	5.647
2	0.0004	0.0232	0.0798	10.115
3	0.0006	0.0284	0.1173	14.236
4	0.0008	0.0328	0.1532	18.101
5	0.0011	0.0367	0.1877	21.751
6	0.0013	0.0402	0.2208	25.210
7	0.0015	0.0434	0.2525	28.497
8	0.0017	0.0464	0.2829	31.624
9	0.0019	0.0492	0.3121	34.602
10	0.0021	0.0519	0.3402	37.441
11	0.0023	0.0544	0.3670	40.149
12	0.0025	0.0569	0.3928	42.733
13	0.0028	0.0592	0.4175	45.200
14	0.0030	0.0614	0.4413	47.557
15	0.0032	0.0636	0.4640	49.808
16	0.0034	0.0657	0.4858	51.959

S = 2.20 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0.0002	0.0164	0.0325	4.836
2	0.0004	0.0232	0.0639	8.563
3	0.0006	0.0284	0.0943	12.005
4	0.0008	0.0328	0.1237	15.248
5	0.0011	0.0367	0.1522	18.329
6	0.0013	0.0402	0.1797	21.269
7	0.0015	0.0434	0.2063	24.081
8	0.0017	0.0464	0.2321	26.777
9	0.0019	0.0492	0.2571	29.365
10	0.0021	0.0519	0.2812	31.850
11	0.0023	0.0544	0.3045	34.239
12	0.0025	0.0569	0.3271	36.538
13	0.0028	0.0592	0.3490	38.750
14	0.0030	0.0614	0.3701	40.880
15	0.0032	0.0636	0.3906	42.931
16	0.0034	0.0657	0.4104	44.908

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI EMPAT

S = 0.80 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0.0002	0.0164	0.2925	30.414
2	0.0004	0.0232	0.4995	51.110
3	0.0006	0.0284	0.6459	65.596
4	0.0008	0.0328	0.7495	75.771
5	0.0011	0.0367	0.8228	82.927
6	0.0013	0.0402	0.8746	87.965
7	0.0015	0.0434	0.9113	91.514
8	0.0017	0.0464	0.9372	94.015
9	0.0019	0.0492	0.9556	95.779
10	0.0021	0.0519	0.9686	97.022
11	0.0023	0.0544	0.9778	97.899
12	0.0025	0.0569	0.9843	98.517
13	0.0028	0.0592	0.9889	98.954
14	0.0030	0.0614	0.9921	99.261
15	0.0032	0.0636	0.9944	99.479
16	0.0034	0.0657	0.9961	99.632

S = 1.00 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0.0002	0.0164	0.1761	18.962
2	0.0004	0.0232	0.3212	33.694
3	0.0006	0.0284	0.4407	45.662
4	0.0008	0.0328	0.5392	55.433
5	0.0011	0.0367	0.6203	63.428
6	0.0013	0.0402	0.6872	69.978
7	0.0015	0.0434	0.7423	75.348
8	0.0017	0.0464	0.7877	79.753
9	0.0019	0.0492	0.8251	83.367
10	0.0021	0.0519	0.8559	86.335
11	0.0023	0.0544	0.8812	88.771
12	0.0025	0.0569	0.9022	90.772
13	0.0028	0.0592	0.9194	92.416
14	0.0030	0.0614	0.9336	93.766
15	0.0032	0.0636	0.9453	94.876
16	0.0034	0.0657	0.9549	95.788

S = 1.20 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0.0002	0.0164	0.1148	12.933
2	0.0004	0.0232	0.2164	23.461
3	0.0006	0.0284	0.3064	32.610
4	0.0008	0.0328	0.3860	40.616
5	0.0011	0.0367	0.4565	47.644
6	0.0013	0.0402	0.5189	53.823
7	0.0015	0.0434	0.5741	59.262
8	0.0017	0.0464	0.6230	64.051
9	0.0019	0.0492	0.6663	68.272
10	0.0021	0.0519	0.7046	71.993
11	0.0023	0.0544	0.7385	75.275
12	0.0025	0.0569	0.7685	78.169
13	0.0028	0.0592	0.7951	80.723
14	0.0030	0.0614	0.8186	82.977
15	0.0032	0.0636	0.8394	84.966
16	0.0034	0.0657	0.8579	86.721

Gambar 5.11 (b)Tabel Hasil Rekapitulasi Pola Segitiga dan Segiempat

S = 1.40 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0.0002	0.0164	0.0797	9.476
2	0.0004	0.0232	0.1530	17.262
3	0.0006	0.0284	0.2204	24.260
4	0.0008	0.0328	0.2825	30.608
5	0.0011	0.0367	0.3397	36.391
6	0.0013	0.0402	0.3923	41.671
7	0.0015	0.0434	0.4407	46.497
8	0.0017	0.0464	0.4852	50.913
9	0.0019	0.0492	0.5262	54.956
10	0.0021	0.0519	0.5640	58.660
11	0.0023	0.0544	0.5987	62.055
12	0.0025	0.0569	0.6307	65.167
13	0.0028	0.0592	0.6601	68.020
14	0.0030	0.0614	0.6872	70.638
15	0.0032	0.0636	0.7121	73.038
16	0.0034	0.0657	0.7350	75.241

S = 1.60 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0.0002	0.0164	0.0580	7.345
2	0.0004	0.0232	0.1126	13.321
3	0.0006	0.0284	0.1641	18.783
4	0.0008	0.0328	0.2125	23.839
5	0.0011	0.0367	0.2582	28.543
6	0.0013	0.0402	0.3012	32.931
7	0.0015	0.0434	0.3417	37.032
8	0.0017	0.0464	0.3799	40.870
9	0.0019	0.0492	0.4159	44.463
10	0.0021	0.0519	0.4497	47.830
11	0.0023	0.0544	0.4816	50.986
12	0.0025	0.0569	0.5117	53.947
13	0.0028	0.0592	0.5400	56.724
14	0.0030	0.0614	0.5667	59.330
15	0.0032	0.0636	0.5918	61.777
16	0.0034	0.0657	0.6155	64.073

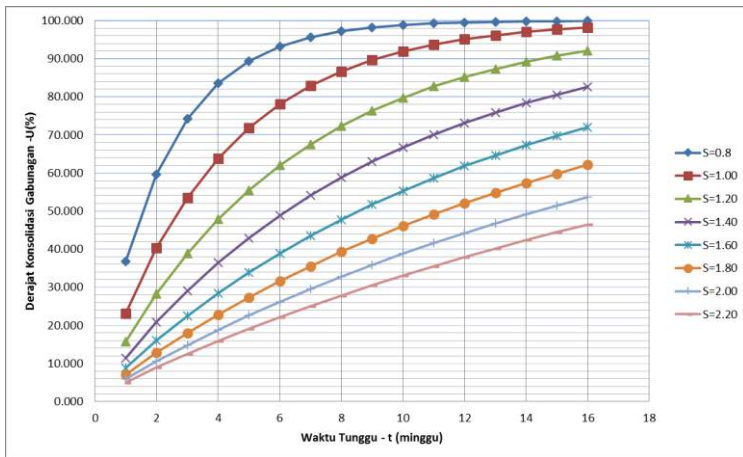
S = 1.80 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0.0002	0.0164	0.0439	5.963
2	0.0004	0.0232	0.0859	10.716
3	0.0006	0.0284	0.1261	15.095
4	0.0008	0.0328	0.1645	19.193
5	0.0011	0.0367	0.2012	23.052
6	0.0013	0.0402	0.2363	26.701
7	0.0015	0.0434	0.2699	30.156
8	0.0017	0.0464	0.3019	33.434
9	0.0019	0.0492	0.3326	36.547
10	0.0021	0.0519	0.3619	39.505
11	0.0023	0.0544	0.3900	42.317
12	0.0025	0.0569	0.4168	44.993
13	0.0028	0.0592	0.4424	47.539
14	0.0030	0.0614	0.4669	49.963
15	0.0032	0.0636	0.4903	52.271
16	0.0034	0.0657	0.5127	54.470

S = 2.00 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0.0002	0.0164	0.0342	5.006
2	0.0004	0.0232	0.0672	8.890
3	0.0006	0.0284	0.0991	12.476
4	0.0008	0.0328	0.1300	15.853
5	0.0011	0.0367	0.1597	19.057
6	0.0013	0.0402	0.1885	22.110
7	0.0015	0.0434	0.2162	25.027
8	0.0017	0.0464	0.2430	27.818
9	0.0019	0.0492	0.2689	30.493
10	0.0021	0.0519	0.2939	33.059
11	0.0023	0.0544	0.3181	35.521
12	0.0025	0.0569	0.3414	37.886
13	0.0028	0.0592	0.3639	40.159
14	0.0030	0.0614	0.3857	42.343
15	0.0032	0.0636	0.4067	44.443
16	0.0034	0.0657	0.4270	46.463

S = 2.20 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0.0002	0.0164	0.0273	4.326
2	0.0004	0.0232	0.0538	7.580
3	0.0006	0.0284	0.0797	10.583
4	0.0008	0.0328	0.1048	13.417
5	0.0011	0.0367	0.1292	16.118
6	0.0013	0.0402	0.1530	18.704
7	0.0015	0.0434	0.1761	21.188
8	0.0017	0.0464	0.1986	23.579
9	0.0019	0.0492	0.2205	25.885
10	0.0021	0.0519	0.2417	28.109
11	0.0023	0.0544	0.2624	30.258
12	0.0025	0.0569	0.2826	32.335
13	0.0028	0.0592	0.3021	34.344
14	0.0030	0.0614	0.3212	36.288
15	0.0032	0.0636	0.3397	38.169
16	0.0034	0.0657	0.3577	39.990

Gambar 5.12 (c) Tabel Hasil Rekapitulasi Pola Segitiga dan Segiempat

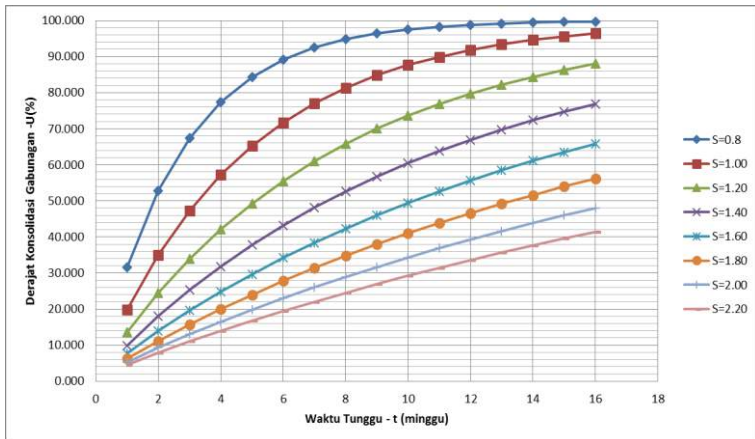
Dari hasil rekapitulasi nilai U_h dan U_{gab} dapat ditentukan pola pemasangan dan jarak spasi PVD yang paling efektif digunakan jika waktu konsolidasi yang diijinkan adalah 4 bulan. Untuk berbagai jarak pemasangan dapat dilihat pada **Gambar 5.13** dan **Gambar 5.14** :



Gambar 5.13 Grafik hubungan antara waktu konsolidasi dengan derajat konsolidasi untuk pola pemasangan Segitiga

Berdasarkan **Gambar 5.13** untuk waktu tunggu $t = 4$ bulan ≈ 16 minggu dengan $U = 90\%$ diperoleh spasing pemasangan PVD = 1,2 m.

Berdasarkan **Gambar 5.14** untuk waktu tunggu $t = 4$ bulan ≈ 16 minggu dengan $U = 90\%$ diperoleh spasing pemasangan PVD = 1 m.



Gambar 5.14 Grafik hubungan antara waktu konsolidasi dengan derajat konsolidasi untuk pola pemasangan Segiempat

Dalam perencanaan ini diputuskan menggunakan pola pemasangan segiempat dengan $S=1\text{m}$ karena :

- Lebih mudah pemasangannya dilapangan dibandingkan dengan pola segitiga.
- Jarak spasi antar PVD yang digunakan adalah $S=1\text{m}$ atas pertimbangan dapat mencapai $U = 90\%$ dalam waktu 12 minggu (waktu konsolidasi yang diijinkan adalah 4 bulan).
- Jika dibandingkan dengan jarak $S = 0.8\text{m}$ beda waktu yang terjadi sekitar 5 minggu. Karena waktu yang disediakan cukup untuk $S = 1\text{m}$ maka diputuskan untuk tetap memilih $S = 1\text{m}$ mengingat mahalanya harga material PVD ini.

5.4. Kenaikan Daya Dukung Tanah Dasar Akibat Pemampatan Tanah

Setelah mendapatkan tinggi kritis dilakukan perhitungan nilai C_u baru untuk menentukan apakah tanah dasar mampu menahan beban bila tahapan selanjutnya dilakukan secara menerus atau perlu penundaan akibat ketidakmampuan tanah dasar memikul beban. Adapun langkah-langkah perhitungan C_u baru adalah sebagai berikut :

1. Menghitung kenaikan daya dukung tanah (akibat kenaikan Harga C_u). Harga C_u baru diperoleh dengan menggunakan rumus berikut :

- Untuk harga PI tanah $< 120\%$

$$C_u(\text{kg/cm}^2) = 0,0737 + (0,1899 - 0,0016 \text{ PI})\sigma_p'$$

- Untuk harga PI tanah $> 120\%$

$$C_u(\text{kg/cm}^2) = 0,0737 + (0,0454 - 0,00004 \text{ PI})\sigma_p'$$

Tabel 5.6 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi , $U=100\%$

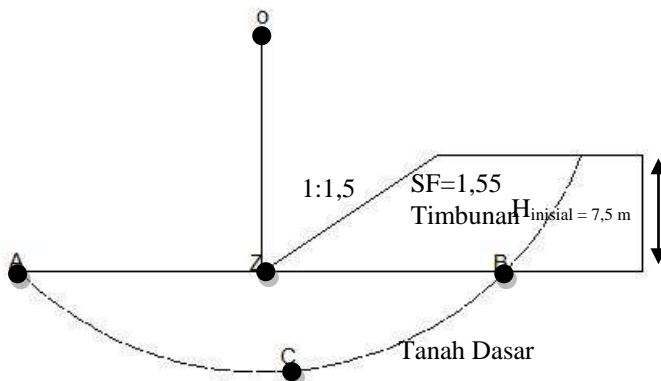
Kedalaman			PI	Cu lama	Cu baru	Cu Pakai
m				kN/m²	kN/m²	kN/m²
0	-	1	30.0	20.000	20.163	20.163
1	-	2	30.0	20.000	22.328	22.328
2	-	3	30.0	20.000	23.813	23.813
3	-	4	30.0	20.000	25.080	25.080
4	-	5	30.0	20.000	26.229	26.229
5	-	6	30.0	20.000	27.295	27.295
6	-	7	30.0	20.000	28.297	28.297
7	-	8	30.0	20.000	29.246	29.246
8	-	9	30.0	20.000	30.150	30.150
9	-	10	30.0	20.000	31.015	31.015
10	-	11	30.0	20.000	31.847	31.847
11	-	12	30.0	20.000	32.652	32.652
12	-	13	30.0	20.000	33.434	33.434

5.5. Perencanaan Perkuatan Tanah Dasar Menggunakan Geotextile

Geometri Timbunan :

- Lebar timbunan :
 $B = 24.8 \text{ m}$
 $\frac{1}{2} B = 12.4 \text{ m}$
- Tinggi H inisial :
 $H_{\text{inisial}} = 7,50 \text{ m}$

Dari hasil program XSTABLE pada **Tabel 5.7** didapatkan :



Gambar 5.15 Sketsa hasil perhitungan stabilitas (gambar tidak berskala)

Tabel 5.7 SF OUTPUT Analysis H inisial = 7,50 meter

FOS	Circle	Center	Radius	Initial	Terminal	Resisting
BISHOP	x-coord	y-coord		x-coord	x-coord	Moment
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1.55	14.42	45.18	23.34	11.67	31.7	1.109E+04
1.605	15.1	44.11	22.34	11.89	32	1.172E+04
1.611	15.39	42.55	20.83	12	31.63	1.092E+04
1.622	15.17	41.98	20.29	11.67	31.17	1.031E+04
1.638	15.73	40.84	19.2	12	31.22	1.024E+04
1.65	14.76	42.69	21.01	11.11	31.11	1.065E+04
1.679	14.89	42.55	20.91	11	31.23	1.105E+04
1.704	15.58	40.99	19.46	11.33	31.28	1.099E+04
1.711	15.12	43.27	21.66	11	31.84	1.239E+04
1.727	16.04	40.52	19.05	11.56	31.58	1.147E+04

- Koordinat dasar timbunan di titik Z (lihat **Gambar 5.15**)
 $X_z = 15$
 $Y_z = 22$
- Angka Keamanan :
 $SF_{rencana} = 1.55$
- Jari-jari kelongsoran :
 $R_{(jari-jari)} = 23.34$
- Koordinat dasar timbunan di titik O (lihat **Gambar 5.15**)
 $X_o = 14.42$
 $Y_o = 45.18$
- Koordinat dasar timbunan di titik C (lihat **Gambar 5.15**)
 $X_c = 14.82$
 $Y_c = 21.84$
- Koordinat dasar timbunan di titik A dan B (lihat **Gambar 5.15**)
 $X_A = 12.15$
 $Y_A = 22$

$$X_B = 17.5$$

$$Y_B = 22$$

- Momen Penahan

$$M_{Rmin} = 1.109E+04 \text{ kNm (Tabel 5.7)}$$

Spesifikasi dari material Geotextile yang digunakan dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut :

Tipe Geotextile = Geosistem UW250

Kekuatan tarik max = 52 kN/m²

Untuk urutan perhitungan perencanaan geotextile sebagai perkuatan timbunan :

1. Mencari nilai M_{dorong}

$$SF = \frac{MRmin}{M_{dorong}}$$

$$M_{dor} = \frac{11090}{1,55}$$

$$= 7154,84 \text{ kNm}$$

2. Mencari nilai Momen Rencana dengan $SF_{rencana} = 1,55$

$$M_{rencana} = M_{dorong} \times SF_{rencana}$$

$$= 7154,84 \times 1,55$$

$$= 11090 \text{ kNm}$$

3. Mencari nilai Tambahan Momen Penahan (ΔM_R)

$$\Delta M_R = M_{rencana} - M_{Rmin}$$

$$= 11090 - 11090$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

* $SF_{min} = 1,5$, hasil ΔM_R dikarenakan $SF_{min} < SF_{rencana}$

4. Mencari Kekuatan Geotextile yang diizinkan

Kekuatan tarik max = 52 kN/m²

$$SF_{instalasi} (F_{sid} = 1,1 - 2,0) = 1,55$$

$$SF_{faktor \text{ rangkai}} (F_{scr} = 2,0 - 3,0) = 2,5$$

$$SF_{faktor \text{ kimiawi}} (F_{scd} = 1,0 - 1,5) = 1,25$$

SF faktor biologi ($FS_{bd} = 1,0-1,3$) = 1,2

$$T_{allow} = \frac{T}{FS_{ib} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}}$$

dimana :

T_{allow} = Kekuatan geotextile yang tersedia

T = Kekuatan tarik max geotextile yang digunakan

FS_{id} = Faktor keamanan akibat kerusakan saat pemasangan

FS_{cr} = Faktor keamanan akibat rangkai

FS_{cd} = Faktor keamanan akibat bahan-bahan kimia

FS_{bd} = Faktor keamanan akibat aktifitas biologi dalam tanah

$$T_{allow} = \frac{52}{1,55 \times 2,5 \times 1,25 \times 1,2}$$

$$= 8,947 \text{ kNm}$$

5. Menghitung Panjang Geotextile di Belakang Bidang Longsor

$$\Sigma Fx = 0$$

$$T_{allow} \times FS = (\tau_1 + \tau_2) \times L_x \times E$$

$$L_e = \frac{T_{allow} \times FS}{(\tau_1 + \tau_2) \times E}$$

dimana :

L_e = Panjang geotextile dibelakang bidang longsor

τ_1 = tegangan geser antar tanah timbunan dengan geotextile

$$\tau_2 = Cu_2 + \sigma_v \tan \phi_1$$

τ_2 = tegangan geser antar tanah dasar dengan geotextile

$$\tau_1 = Cu_1 + \sigma_v \tan \phi_2$$

E = Efisiensi → dapat diambil $E=0,8$

$$FS_{ren} = 1,2$$

H_i = tinggi timbunan di atas geotextile

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan :

$$T_{allow} = 8,947 \text{ kNm}$$

Data timbunan :

$$H_1 = 7,50 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{timb}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \gamma_{\text{timb}} \times H_i \\ &= 1,8 \times 7,50 \\ &= 135 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$C_u = 0$$

$$\phi_1 = 30^\circ$$

$$\tau_1 = 77,942 \text{ kN/m}^2$$

Data lapisan atas tanah dasar :

$$\gamma = 16,9 \text{ kN/m}^3$$

$$C_u = 20$$

$$\phi_1 = 14^\circ$$

$$\tau_2 = 24,214 \text{ kN/m}^2$$

Panjang geotextile dibelakang bidang longsor :

$$\begin{aligned}L_e &= \frac{T_{\text{allow}} \times FS}{(\tau_1 + \tau_2) \times E} \\ &= 0,170 \text{ meter}\end{aligned}$$

6. Menghitung Kebutuhan Geotextile

Dengan rumus di atas didapatkan :

$$M_{\text{geotextile}} = T_{\text{allow}} \times T_i$$

dimana:

H_i = Tinggi timbunan di atas geotextile

T_i = Jarak vertical antara geotextile dengan pusat bidang longsor (titik O pada **Gambar 5.15**)

Pada geotextile lapisan pertama (pada dasar timbunan)

$$H_{i1} = H_{\text{timbunan}} = 7,5 \text{ meter}$$

$$\begin{aligned}T_{i1} &= y_o - y_z \\ &= 45,18 - 22 \\ &= 23,18 \text{ meter}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\text{geotextile}} &= 8,947 \times 23,18 \\ &= 207,391 \text{ kNm}\end{aligned}$$

dengan hasil pada **Tabel 5.8** diperoleh :
 jumlah geotextile = 9 lapis , menghasilkan :

$$\Sigma \text{Momen} > \Delta M_R$$

$$207,391 \text{ kNm} > 0 \text{ kNm (CUKUP)}$$

Tabel 5.8 Hasil Perhitungan Momen Penahan oleh
 Geotextile dan Panjang Geotextile di Belakang Bidang
 Longsor

Jumlah Layer	H _i	T _i	τ_1	τ_2	$M_{\text{geotextile}}$	$\Sigma M_{\text{geotextile}}$	Le	Le pakai	Ket
(n)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)	
1	7.5	23.18	77.942	28.986	214.299	214.299	0.163	1.00	Cukup
2	7	22.68	72.746	72.746	209.677	423.976	0.12	1.00	Cukup
3	6.5	22.18	67.550	67.550	205.054	629.030	0.129	1.00	Cukup
4	6	21.68	62.354	62.354	200.432	829.461	0.14	1.00	Cukup
5	5.5	21.18	57.158	57.158	195.809	1025.271	0.152	1.00	Cukup
6	5	20.68	51.962	51.962	191.187	1216.457	0.167	1.00	Cukup
7	4.5	20.18	46.765	46.765	186.564	1403.021	0.186	1.00	Cukup
8	4	19.68	41.569	41.569	181.942	1584.963	0.209	1.00	Cukup
9	3.5	19.18	36.373	36.373	177.319	1762.282	0.239	1.00	Cukup
10	3	18.68	31.177	31.177	172.697	1934.979	0.279	1.00	Cukup
11	2.5	18.18	25.981	25.981	168.074	2103.053	0.334	1.00	Cukup
12	2	17.68	20.785	20.785	163.452	2266.504	0.418	1.00	Cukup
13	1.5	17.18	15.588	15.588	158.829	2425.333	0.557	1.00	Cukup
14	1	16.68	10.392	10.392	154.207	2579.540	0.835	1.00	Cukup

Pada perencanaan ini tidak perlu adanya geotextile per lapis tanah timbunan dikarenakan $SF_{\min} < SF_{\text{rencana}}$ dan untuk Le pakai perlapisan dinyatakan cukup memenuhi seperti yang terlihat pada **Tabel 5.8** . Akan tetapi pada pelaksanaan dilapangan untuk tanah dasar tetap dilapisi geotextile yang digunakan untuk perkuatan tanah timbunan dasar.

5.6. Perencanaan Turap Kantilever

5.6.1. Tanah Asli

Perencanaan turap dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut.

1. Perhitungan koefisien tekanan tanah

Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif diperoleh dengan menggunakan rumus Rankine yaitu :

a. Koefisien tekanan tanah aktif

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right), \text{ dimana :}$$

$$K_{a1} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_{a1} = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) \\ = 0.33$$

b. Koefisien tekanan tanah pasif

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right), \text{ dimana :}$$

$$K_{p1} = \tan^2 \left(45 + \frac{14}{2} \right)$$

$$K_{p1} = \tan^2 \left(45 + \frac{14}{2} \right) \\ = 1.64$$

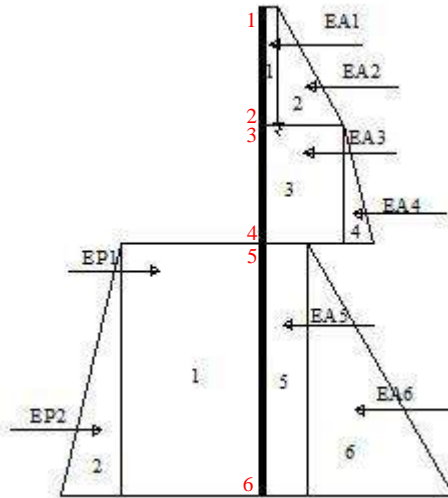
Hasil dari perhitungan koefisien tekanan tanah aktif dan koefisien tekanan tanah pasif dapat dilihat pada **Tabel 5.9** di bawah ini.

Tabel 5.9 Data Perencanaan Turap Kantilever Tanah Asli

Titik	Jenis Tanah	Kedalaman m	cu	γ sat	γ'	ϕ°	Ka	Kp
			kN/m ²	t/m ³	t/m ³			
1	Timbunan Pasir	0 - 3.75	0	1.8	0.8	30	0.3333	3
2			0	1.8	0.8	30	0.3333	3
3		3.75 - 7.5	0	1.8	0.8	30	0.3333	3
4			0	1.8	0.8	30	0.3333	3
5	Clay Silt	7.5-18	20	1.69	0.69	14	0.6104	1.64
6			20	1.69	0.69	14	0.6104	1.64

2. Perhitungan Tegangan Tanah

$q = 1.2 \text{ t/m}^2$ (dengan asumsi beban lalu lintas terbagi rata)
dengan permodelan tekanan tanah lateral dapat dilihat pada **Gambar 5.16**



Gambar 5.16 Diagram Tegangan dan Tekanan Tanah Lateral Turap Kantilever Kondisi Tanah Asli

a. Aktif

- Titik 1

$$\begin{aligned}\sigma_{v1} &= q \\ &= 12 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{h1} &= q \times K_{a3} - 2c_3\sqrt{K_{a3}} \\ &= 12 \times 0.33 - 2 \times 0 \times \sqrt{0.33} \\ &= 4 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- Titik 2

$$\begin{aligned}\sigma_{v2} &= q + (\gamma'_3 \times h_3) \\ &= 12 + (18 \times 3.75) \\ &= 79.5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{h2} &= \sigma_{v2a} \times K_{a3} - 2c_3 \sqrt{K_{a3}} \\
 &= 79.5 \times 0.33 - 2 \times 0 \times \sqrt{0.33} \\
 &= 26.5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan σ_v dan σ_h selanjutnya disajikan pada **Tabel 5.10**.

b. Pasif

- Titik 5 bawah

$$\begin{aligned}
 \sigma_{v5} &= q \\
 &= 0 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{h5} &= \sigma_{v3b} \times K_{p5} + 2c \sqrt{K_p} \\
 &= 0 \times 1.64 + 2 \times 20 \times \sqrt{1.64} \\
 &= 51.2 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Titik 6

$$\begin{aligned}
 \sigma_{v6} &= (\gamma' \times h) \\
 &= 6.9 \times D_o \\
 &= 6.9 D_o \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{h6} &= \sigma_{v6} \times K_p + 2c \sqrt{K_p} \\
 &= 6.9 D_o \times 1.64 + 2 \times 20 \times \sqrt{1.64} \\
 &= (11.30 D_o + 51.2) \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 5.10 Hasil Perhitungan nilai Tegangan (σ)

Titik	Jenis Tanah	Kedalaman m	K_a	K_p	σ_v (vertikal)		σ_h (horizontal)	
					Aktif	Pasif	Aktif	Pasif
1	Timbunan Pasir	0 - 3.75	0.333	3.00	12.00		4.00	
2			0.333	3.00	79.50		26.50	
3		3.75 - 7.5	0.333	3.00	79.50		26.50	
4			0.333	3.00	109.50		36.50	
5	Clay Silt	7.5-18	0.610	1.64	109.50	0	35.59	51.20
6			0.610	1.64	$109.50 + 6.9 D_o$	$6.9 D_o$	$35.56 + 42.1 D_o$	$11.31 D_o + 52.20$

3. Perhitungan Kedalaman Turap Tegak

Untuk perhitungan momen yang terjadi pada turap tegak dapat dilihat pada **Tabel 5.11** dibawah ini.

Tabel 5.11 Gaya Turap Kantilever Tanah Asli

	Gaya	Jarak ke titik 6	Momen
Tekanan Tanah Aktif	Ea1 = 15.00	5.63 Do	84.38 + 15 Do
	Ea2 = 42.19	5.00 Do	210.94 + 42.19 Do
	Ea3 = 99.38	1.88 Do	186.33 + 99.38 Do
	Ea4 = 18.75	1.25 Do	23.44 + 18.75 Do
	Ea 5 = 35.59 Do	0.5 Do	17.79Do ²
	Ea 6 = 2.11 Do ²	0.33 Do	0.7 Do ³
Tekanan Tanah Pasif	Ep5 = 51.20Do	0.5 Do	25.60 Do ²
	Ep6 = 5.65 Do ²	0.33 Do	1.88 Do ³

$$\Sigma MDo = 0$$

$$\Sigma MDo = 0.7 Do^3 + 17.7941 Do^2 + 175.31 Do + 505.08$$

$$Do = 10 \text{ m}$$

$$D = SF \times Do = 1.2 \times 10 = 12 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Total Turap} = D + H = 12 \text{ m} + 7.5 \text{ m} = 19.5 \text{ m}$$

4. Perhitungan Momen Maksimum

$$M_x = -1.18x^3 - 7.80x^2 + 175.31x + 505.08$$

$$M_x/Dx = 0$$

$$M_x/Dx = -3.55x^2 - 15.61x + 175.31$$

$$x = 4.7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{maks}} &= -1.18(4.7^3) - 7.80(4.7^2) + 175.31(4.7) + 505.08 \\ &= 1033.92 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5. Perhitungan Kedalaman Tiang Turap Miring (Anchor)

Untuk perhitungan momen yang terjadi pada turap miring (anchor) dapat dilihat pada **Tabel 5.12**.

Tabel 5.12 Gaya Turap Miring (Anchor)

	Gaya	Jarak ke titik 6	Momen
Tekanan Tanah Aktif	Ea1 = 14.82	5.63 Do	83.34 + 15 Do
	Ea2 = 42.19	5.00 Do	210.94 + 42.19 Do
	Ea3 = 99.19	1.88 Do	185.98 + 99.38 Do
	Ea4 = 18.75	1.25 Do	23.44 + 18.75 Do
	Ea 5 =35.59 Do	0.5 Do	17.79Do ²
	Ea 6 =2.11 Do ²	0.33 Do	0.7 Do ³
Tekanan Tanah Pasif	Ep5 = 51.20Do	0.5 Do	25.60 Do ²
	Ep6 = 5.65 Do ²	0.33 Do	1.88 Do ³

$$\Sigma MDo = 0$$

$$\Sigma MDo = 0.7 Do^3 + 17.53 Do^2 + 174.94 Do + 503.69$$

$$Do = 10 \text{ m}$$

$$D = SF \times Do = 1.2 \times 10 = 12 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Total Turap} = D + H = 12 \text{ m} + 7.5 \text{ m} = 19.5 \text{ m}$$

6. Perhitungan Momen Maksimum

$$M_x = -1.19x^3 - 8.07x^2 + 174.94x + 503.69$$

$$M_x/D_x = 0$$

$$M_x/D_x = -3.57x^2 - 16.14x + 174.94$$

$$x = 4.7 \text{ m}$$

$$M_{\text{maks}} = -1.19(4.7^3) - 8.07(4.7^2) + 174.94(4.7) + 503.69 = 1024.08 \text{ kNm}$$

5.6.2 Perencanaan SPP (Steel Pipe Pile)

Direncanakan profil Steel Pipe Pile ASTM A252 Grade 2 yang dikombinasikan beton dengan data sebagai berikut :

$$\text{Diameter} = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal} = 23 \text{ mm}$$

$$E = 200000 \text{ Mpa} = 29007600 \text{ psi}$$

$$\sigma_{\text{allow}} = 24 \text{ kg/mm}^2 = 240000 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 303000 \text{ cm}^4 = 7272 \text{ in}^4/\text{ft}$$

$$Z = 7570 \text{ cm}^3$$

1. Reduksi momen Rowe

a. Kelenturan relatif (*relative flexibility*) tiang,

$$\rho = \frac{(H+D)^4}{EI}$$

$$H = 7.5 \text{ m} = 295.27 \text{ in}$$

$$D = 12 \text{ m} = 472.44 \text{ in}$$

$$\rho = \frac{(295.27 + 472.44)^4}{29007600 \times 7272}$$

$$= 1.65$$

Berdasarkan dari **Gambar 2.18**, maka didapatkan nilai ρ sebesar 1.

b. Reduksi momen

$$\begin{aligned} \text{Momen design} &= M_{\text{maks}} \times r_d \\ &= 1033.92 \text{ kNm} \times 1 \\ &= 1033.92 \text{ kNm} \end{aligned}$$

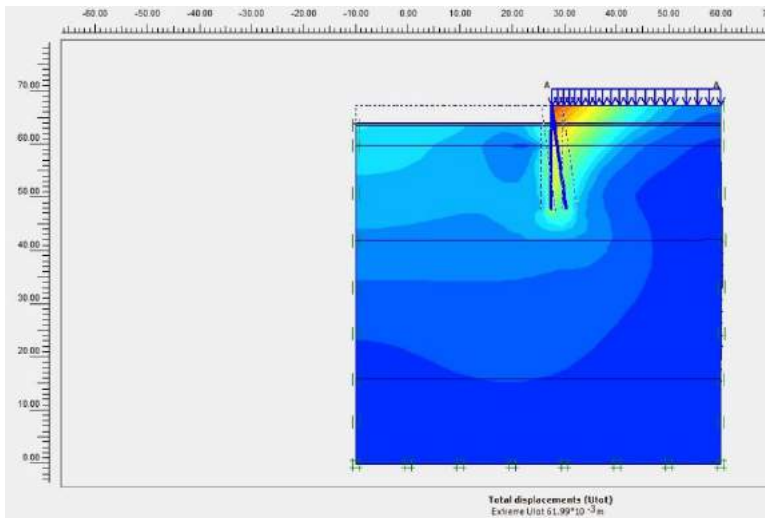
c. Cek penampang profil (*required section modulus*)

$$\begin{aligned} Z_0 &= \frac{M_{\text{design}}}{\sigma_{\text{allow}}} \times 10^6 \\ &= \frac{103.22}{24000} \times 10^6 \\ &= 4308 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_0 &\leq Z \\ 4308 \text{ cm}^3 &\leq 7570 \text{ cm}^3 \text{ Ok !} \end{aligned}$$

5.6.3. Hasil Program PLAXIS

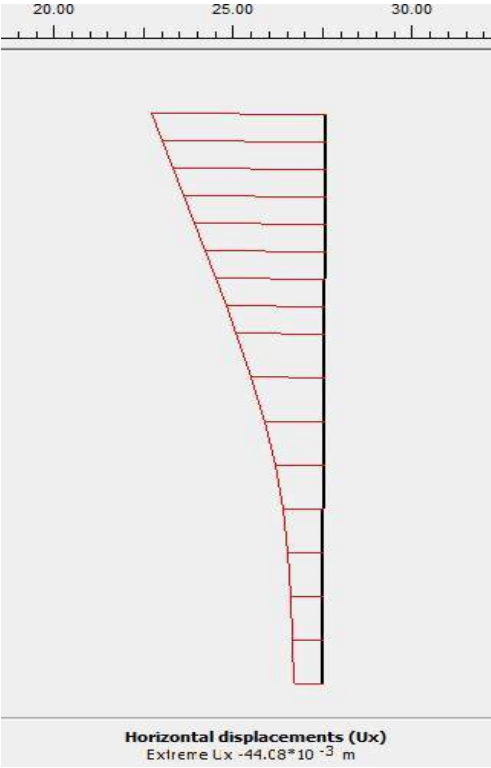
Hasil *running* program PLAXIS dapat dilihat pada **Gambar 5.15** dibawah ini. Pada **Gambar 5.17** dapat dilihat deformasi terbesar yang terjadi ditunjukkan pada area gambar yang berwarna kuning gelap sebesar 6.1 cm. Dengan mengacu pada data tanah pada **Tabel 4.5**.



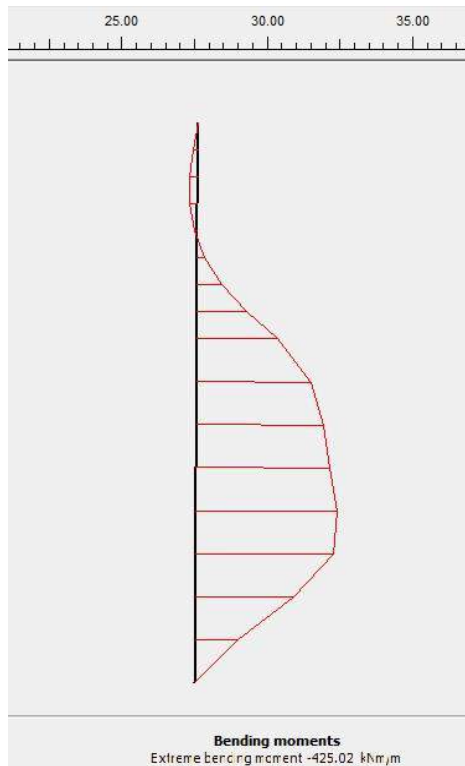
Gambar 5.17 *Displacement* Butiran Tanah Yang Terjadi Pada Turap Kantilever SPP *Clay Silt*

Berdasarkan **Gambar 5.17** maka diperoleh hasilnya sebagai berikut :

- **Turap Tegak**
 - Panjang : 19,5 m
 - Momen : 45.2 ton-m
 - Horizontal Displacement : 4.4 cm



Gambar 5.18 Horizontal Displacement turap tegak sebesar 4.4 cm



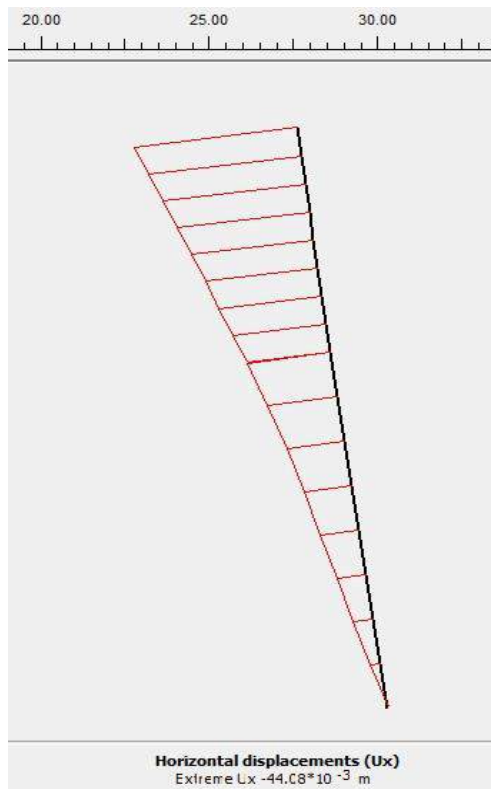
Gambar 5.19 Momen Bending Turap Tegak sebesar -452.02 kNm/m

- **Turap Miring (Anchor) tiap 3 m (6:1)**

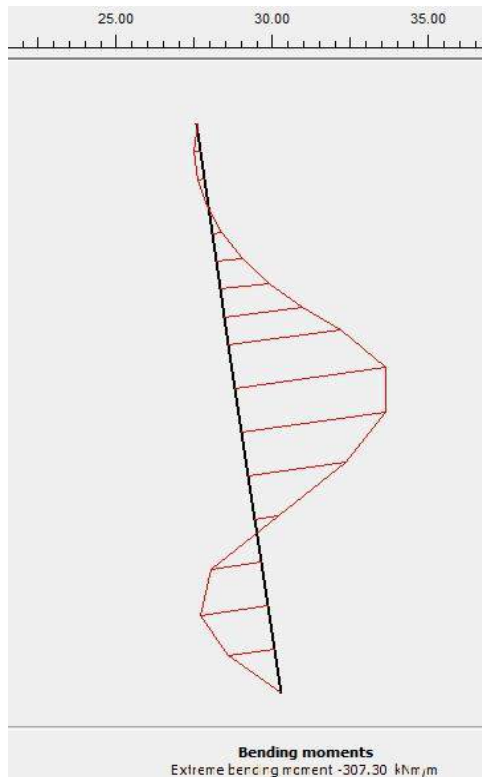
Panjang Total : 20.5 m

Momen : 30.7 ton-m

Horizontal Displacement : 4.4 cm



Gambar 5.20 Horizontal Displacement Anchor Miring sebesar 4.4 cm

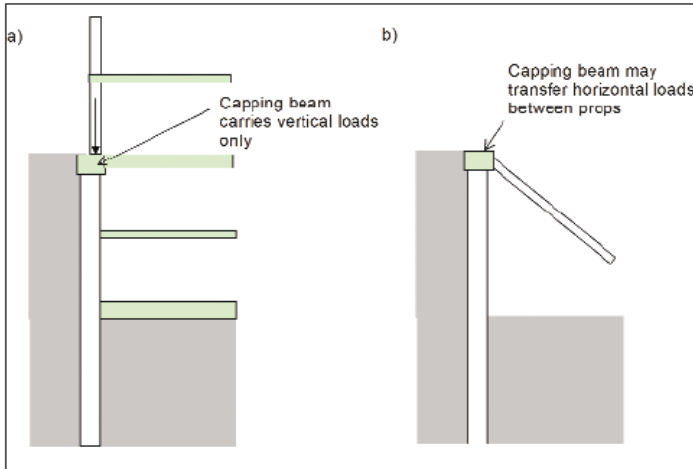


Gambar 5.21 Momen Bending Turap Miring sebesar -307.30 kNm/m

Angka keamanan yang terjadi pada profil turap ASTM A252 Grade 2 sebesar 1.89 sehingga dapat disimpulkan bahwa konstruksi turap aman.

5.6.4. Perencanaan *Capping Beam*

Capping beam termasuk dalam elemen yang perlu diperhatikan dalam perencanaan turap. Dikarenakan mampu membantu menahan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh tekanan lateral.



Gambar 5.22 Pemodelan Capping Beam Untuk Gaya Horizontal Dan Vertical (Norman Train, Jurnal Design Of Capping Beams)

Untuk penulangan *Capping beam* hanya menggunakan tulangan susut, perhitungan penulangan sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 7.12.2.1

Data perencanaan *capping beam* :

$$b = 2,1 \text{ m}$$

$$h = 1 \text{ m}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimeter tulangan} = 19$$

$$\text{Cover} = 75 \text{ mm}$$

$$d = 1000 - 75 - 12 - 19/2 = 903.5 \text{ mm}$$

Penulangan Arah X

$$\rho_{\text{perlu}} = \rho_{\text{minimum}} = 0,0018$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 0,0018 \times 903.5 \times 1000 = 3415,23 \text{ mm}^2$$

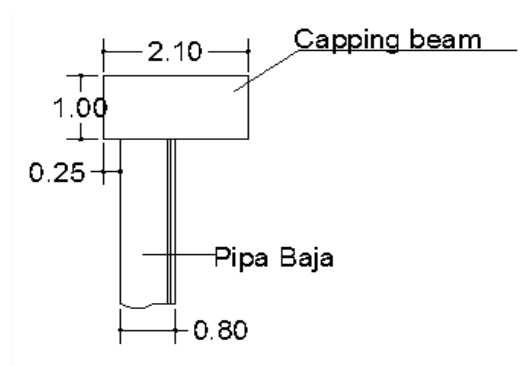
Maka, digunakan tulangan D19-250

Penulangan Arah Y

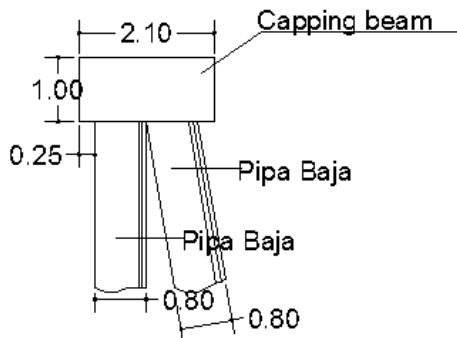
$$\rho_{\text{perlu}} = \rho_{\text{minimum}} = 0,0018$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,0018 \times 903 \times 1000 = 3415,23 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan D19-250



Gambar 5.23 Pemodelan Detail Pemasangan Capping Beam turap tegak



Gambar 5.24 Pemodelan Detail Pemasangan Capping Beam

5.7. Analisa Biaya

- Biaya Bahan Perencanaan Timbunan

Direncanakan timbunan pada sisi alternatif sistem pertemuan dengan luasan sebesar 24,8 m x 76,5 m pada Zona Interchange berbentuk trapesium. Dengan H inisial timbunan 7,5 m, kemiringan talut 1:1,5 menggunakan Tanah Borrow (tanah pasir).

Jenis Material	Harga Satuan	Satuan	Luas	Total Harga
Timbunan pilihan (tanah borrow)	Rp 190,800	m ³	20683.69 m ³	Rp 3,946,448,052

Jadi total biaya bahan timbunan pada zona tersebut sebesar Rp 3.946.448.052,00.

- Biaya Bahan Perencanaan PVD

Direncanakan profil PVD menggunakan tipe CT-D812 dengan data sebagai berikut :

Jarak PVD	=	1 m
Panjang PVD	=	12 m
Arah x	=	76 titik
Arah y	=	24 titik
Jumlah Titik	=	1824 titik
Kebutuhan PVD	=	138624 m ³

Jenis Material	Harga Satuan	Satuan	Jumlah	Total Harga
PVD	Rp 3,500	m'	138624.00 m ³	Rp 485,184,000

Jadi kebutuhan PVD pada perencanaan timbunan tersebut sebesar Rp 485.184.000,00.

- Biaya Bahan Perencanaan Steel Pipe Pile

Direncanakan profil Steel Pipe Pile ASTM A252 Grade 2 yang dikombinasikan beton dengan data sebagai berikut :

Diameter	=	800 mm
Tebal	=	23 mm

$$\begin{aligned}
 E &= 200000 \text{ Mpa} = 29007600 \text{ psi} \\
 \sigma_{\text{allow}} &= 24 \text{ kg/mm}^2 = 240000 \text{ kN/m}^2 \\
 I &= 303000 \text{ cm}^4 = 7272 \text{ in}^4/\text{ft} \\
 Z &= 7570 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Steel pipe pile yang akan dipasang pada sisi pertemuan ini mempunyai lebar timbunan 24,8 m dan panjang tiang 19.5 m untuk tiang tegak membutuhkan 31 tiang, maka panjang total Steel Pipe Pile ASTM A252 Grade 2 adalah 604.5 m \approx 605 m.

Steel pipe pile yang akan dipasang pada sisi pertemuan ini mempunyai lebar timbunan 24,8 m dan panjang tiang 19.5 m untuk tiang miring membutuhkan 11 tiang, maka panjang total Steel Pipe Pile ASTM A252 Grade 2 adalah 214,5 m \approx 215 m.

No	Jenis Material	Harga Satuan	Satuan	Jumlah	Total Harga
1	Tiang Tegak Steel pipe pile ASTM A252 Grade 2	Rp 10,000,000	bh	31	Rp 310,000,000
2	Tiang Miring Steel pipe pile ASTM A252 Grade 2	Rp 10,000,000	bh	11	Rp 110,000,000
Total					Rp 420,000,000

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB VI PENUTUP

6.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan, maka diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Dengan perencanaan timbunan dengan H final = 6,5 m memperoleh hasil H inisial = 7,5 m.
2. Perencanaan PVD berdasarkan $t = 4$ bulan ≈ 16 minggu diperoleh hasil dari $U = 90\%$ dengan jarak pemasangan 1 m dan dapat mempercepat konsolidasi selama 12 minggu.
3. Tidak perlu adanya perkuatan geotextile pada perencanaan dikarenakan $SF_{min} < SF_{rencana}$. Tetapi pada kondisi dilapangan tetap memungkinkan untuk dilapisi geotextile yang digunakan untuk perkuatan timbunan dasar.
4. Perencanaan sistem pertemuan menggunakan dinding turap dengan capping beam. Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan maka perencanaan sistem pertemuan dengan menggunakan dinding turap didapatkan profil tiang turap Steel Pipe Pile ASTM A252 Grade 2 pada **Tabel 6.1**.

Tabel 6.1 Hasil Perencanaan Dinding Turap

Keterangan	Kedalaman tancap tiang Do (m)	Panjang Total tiang (m)	Momen Yang Terjadi Kn.m
Turap Tegak	10	19.5	1033.92
Turap Miring	10	20.5	1033.92

5. Estimasi analisa biaya bahan untuk perencanaan dapat dilihat pada **Tabel 6.2**.

Tabel 6.2 Total hasil biaya bahan perencanaan

No	Jenis Material	Harga Satuan	Satuan	Luas	Total Harga
1	Timbunan pilihan (tanah borrow)	Rp 190,800	m ³	20683.69 m ³	Rp 3,946,448,052
2	PVD	Rp 3,500	m'	138624.00 m ³	Rp 485,184,000
3	Tiang Tegak Steel pipe pile ASTM A252 Grade 2	Rp 10,000,000	bh	31	Rp 310,000,000
4	Tiang Miring Steel pipe pile ASTM A252 Grade 2	Rp 10,000,000	bh	11	Rp 110,000,000
Total					Rp 4,851,632,052

6.2. Saran

Perlu dilakukan pengujian tanah di lab untuk seluruh parameter yang dibutuhkan. Sehingga diharapkan perencanaan dapat dilaksanakan mendekati kondisi sesungguhnya di lapangan dan hasil yang diperoleh sesuai dengan tujuan perencanaan yaitu kuat, ekonomi, dan tepat waktu dalam pelaksanaannya serta akan mendapatkan hasil yang sesuai dengan yang diinginkan.

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J.E. 1983. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid II*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid II*. Jakarta: Erlangga.
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2007. *Mekanika Tanah II Edisi IV*. Yogyakarta. Gadjah Mada University Press
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2010 . *Teknik Pondasi 2* . Yogyakarta : Gadjah Mada University Press.
- H.S, Sardjono. 1991. *Pondasi Tiang Pancang Jilid 2* . Surabaya : Sinar Wijaya.
- SNI 2847-2013. *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*
- Untung, Djoko. 2012. *Bahan Ajar Rekayasa Pondasi dan Timbunan*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS
- Wahyudi, Herman. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

Table 3.6 : Bor and SPT titik B - 5

Bore No. : B-5
 Project : Rencana Pelabuhan Teluk Lamong
 Location : Pelabuhan Tanjung Perak Surabaya
 Elevation : -0,800 m L.W.S.
 Sea Bed

Coordinates of GPS

X = 0684337

Y = 9203151

Diameter of Bore

: 73 mm

Diameter of Casing

: 89 mm

BORE LOG

Elevation (m LWS)	DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	S P T Value Depth sample (Blow / 30 cm)	Grain Size Analysis (%)			
							Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
-0,800	0		0 10 20 30 40				0,62	2,81	51,35	45,22
-1,800	1		14	Clayey Silt	Yellowish Grey	4 + 6 + 8 = 14 1,00 - 1,50 m				
-2,800	2									
-3,800	3									
-4,800	4		13	Silty Sand	Yellowish Grey	3 + 5 + 8 = 13 4,00 - 4,50 m	0,00	2,84	48,62	48,54
-5,800	5									
-6,800	6									
-7,800	7		16			4 + 7 + 9 = 16 7,00 - 7,50 m	2,39	48,42	41,77	9,42
-8,800	8									
-9,800	9									
-10,800	10		15			3 + 6 + 9 = 15 10,00 - 10,50 m	0,00	1,81	53,22	44,97
-11,800	11									
-12,800	12									
-13,800	13		10			2 + 4 + 6 = 10 13,00 - 13,50 m	0,00	1,08	50,50	48,44
-14,800	14									
-15,800	15									
-16,800	16		17			4 + 7 + 10 = 17 16,00 - 16,50 m	0,00	0,49	51,89	47,63
-17,800	17									
-18,800	18									
-19,800	19		19			4 + 8 + 11 = 19 19,00 - 19,50 m	0,00	0,64	52,12	47,24
-20,800	20									
-21,800	21									
-22,800	22		20	Clayey Silt	Grey	5 + 8 + 12 = 20 22,00 - 22,50 m	0,00	0,43	48,18	51,39
-23,800	23									
-24,800	24									
-25,800	25		24			6 + 11 + 13 = 24 25,00 - 25,50 m	0,00	0,31	50,29	49,40
-26,800	26									
-27,800	27									

Bore No. : B - 5
 Project : Rencana Pelabuhan Teluk Lamong
 Location : Pelabuhan Tanjung Perak Surabaya
 Elevation : -0,800 m L.W.S.
 Sea Bed

Coordinates of GPS X = 0684337
 Y = 9203151
 Diameter of Bore : 73 mm
 Diameter of Casing : 89 mm

BORE LOG


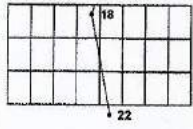
Elevation (m LWS)	DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	S P T Value Depth sample (Blow / 30 cm)	Grain Size Analysis (%)			
							Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
-29.000	29					6 + 8 + 10 = 18 28,00 - 28,50 m	0,00	0,55	50,19	49,27
-30.800	30					5 + 9 + 13 = 22 31,00 - 31,50 m				
-31.800	31									

Table 3.6 : Bor and SPT titik B - 5 (Continued)

Bore No. : B - 5 Continued
 Project : Rencana Pelabuhan Teluk Lamong
 Location : Pelabuhan Tanjung Perak Surabaya
 Elevation : -0,800 m L.W.S.
 Sea Bed

Coordinates of GPS X = 0664337
 Y = 9203151
 Diameter of Bore : 73 mm
 Diameter of Casing : 88 mm

BORE LOG


Elevation (m LWS)	DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	VISUAL DESCRIPTION	COLOUR	S P T Value Depth sample (Blow / 30 cm)	Grain Size Analysis (%)			
							Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
-30.800	30		0 10 20 30 40	Silt and Clay	Grey	5 + 9 + 13 = 22 31,00 - 31,50 m	0,00	0,78	49,99	49,23
-31.800	31		22							
-32.800	32		24			4 + 10 + 14 = 24 34,00 - 34,50 m				
-33.800	33		26			7 + 10 + 15 = 25 37,00 - 37,50 m				
-34.800	34		26			6 + 9 + 16 = 25 40,00 - 40,50 m				
-35.800	35		20	Sandy Silt with Clay	Black	6 + 8 + 12 = 20 43,00 - 43,50 m	0,17	30,74	45,62	23,46
-36.800	36		27			7 + 11 + 16 = 27 46,00 - 46,50 m				
-37.800	37		28	Silt and Clay	Grey	8 + 12 + 16 = 28 49,00 - 49,50 m	0,00	0,78	49,72	49,50
-38.800	38		30			7 + 13 + 17 = 30 52,00 - 52,50 m				
-39.800	39		31			6 + 13 + 18 = 31 55,00 - 55,50 m				
-40.800	40		32			9 + 14 + 18 = 32 58,00 - 58,50 m				
-41.800	41		33			8 + 14 + 19 = 33 60,00 - 60,50 m				
-42.800	42									
-43.800	43									
-44.800	44									
-45.800	45									
-46.800	46									
-47.800	47									
-48.800	48									
-49.800	49									
-50.800	50									
-51.800	51									
-52.800	52									
-53.800	53									
-54.800	54									
-55.800	55									
-56.800	56									
-57.800	57									
-58.800	58									
-59.800	59									
-60.800	60									

Table 3.4 : Bor and SPT titik B - 3

Bore No. : B - 3
 Project : Rencana Pelabuhan Teluk Lamong
 Location : Pelabuhan Tanjung Perak Surabaya
 Elevation : + 0,00 m L.W.S.
 Sea Bed

Coordinates of GPS

X = 0683612
 Y = 9202692
 Diameter of Bore : 73 mm
 Diameter of Casing : 89 mm

BORE LOG

Elevation (m LWS)	DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	S P T Value Depth sample (Blow / 30 cm)	Grain Size Analysis (%)			
							Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
+0.000	0									
-1.000	1		12	Clayey Silt	Brown	3 + 5 + 7 = 12 1,00 - 1,50 m	0,16	2,51	46,86	50,48
-2.000	2									
-3.000	3			Silty Sand with Clay	Grey	2 + 4 + 6 = 10 4,00 - 4,50 m	0,09	1,89	58,13	39,89
-4.000	4		10							
-5.000	5			Silty Sand	Brown	4 + 7 + 10 = 17 7,00 - 7,50 m	3,91	40,83	37,96	17,30
-6.000	6		17							
-7.000	7			Clayey Silt with Sand	Grey	3 + 6 + 10 = 16 10,00 - 10,50 m	0,00	71,02	28,98	0,00
-8.000	8		16							
-9.000	9			Silty Sand	Grey	4 + 7 + 11 = 18 13,00 - 13,50 m	0,00	21,74	49,18	29,09
-10.000	10		18							
-11.000	11			Silty Sand	Grey	3 + 5 + 6 = 11 16,00 - 16,50 m	1,10	61,21	37,69	0,00
-12.000	12		11							
-13.000	13			Clayey Silt	Grey	5 + 8 + 13 = 21 19,00 - 19,50 m	0,00	0,23	50,70	49,07
-14.000	14		21							
-15.000	15					6 + 9 + 12 = 21 22,00 - 22,50 m	0,97	3,33	49,12	46,58
-16.000	16		21							
-17.000	17					5 + 9 + 14 = 23 25,00 - 25,50 m	0,00	1,57	51,33	47,10
-18.000	18		23							
-19.000	19					6 + 10 + 14 = 24 28,00 - 28,50 m	0,00	1,24	54,31	44,45
-20.000	20		24							
-21.000	21					5 + 10 + 15 = 25 31,00 - 31,50 m	0,00	0,36	50,05	49,59
-22.000	22		25							

Tabel 3.4 : Bor dan SPT titik B-3 (Continued)

Bore No. : B-3 Continued
 Project : Rencana Pelabuhan Teluk Lamong
 Location : Pelabuhan Tanjung Perak Surabaya
 Elevation : + 0,00 m L.W.S.
 Sea Bed

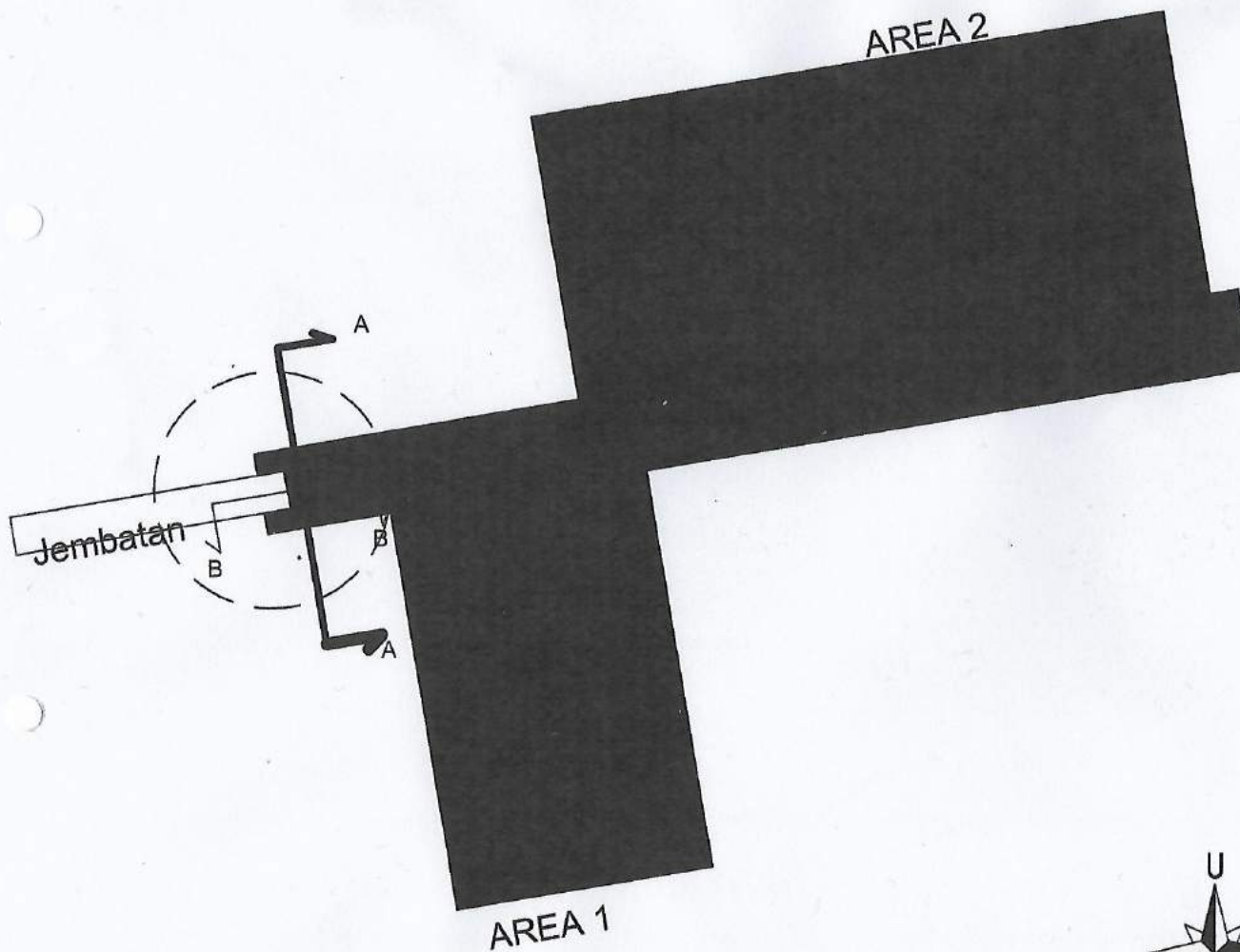
Diameter of Bore : 73 mm
 Diameter of Casing : 89 mm

BORE LOG

Elevation (m LWS)	DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	SPT Value Depth sample (Blow / 30 cm)	Grain Size Analysis (%)			
							Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
-30,000	30		0 10 20 30 40			5 + 10 + 15 = 25 31,00 - 31,50 m				
-31,000	31		25							
-32,000	32									
-33,000	33									
-34,000	34		26			7 + 11 + 15 = 26 34,00 - 34,50 m	0,00	0,37	50,47	49,16
-35,000	35									
-36,000	36						0,00	0,26	56,21	43,55
-37,000	37		23			6 + 9 + 14 = 23 37,00 - 37,50 m	0,00	0,39	50,93	48,68
-38,000	38									
-39,000	39		24			7 + 9 + 15 = 24 40,00 - 40,50 m	0,00	0,44	50,68	48,69
-40,000	40									
-41,000	41									
-42,000	42		22			6 + 9 + 13 = 22 43,00 - 43,50 m	0,00	0,35	50,73	48,92
-43,000	43									
-44,000	44									
-45,000	45		23	Clayey Silt	Grey	7 + 10 + 13 = 23 46,00 - 46,50 m	0,00	0,27	53,23	46,50
-46,000	46									
-47,000	47									
-48,000	48		28			8 + 12 + 16 = 28 49,00 - 49,50 m	0,00	0,37	61,39	38,24
-49,000	49									
-50,000	50									
-51,000	51		30			8 + 13 + 17 = 30 52,00 - 52,50 m	0,00	0,19	55,07	44,73
-52,000	52									
-53,000	53									
-54,000	54		31			9 + 14 + 17 = 31 55,00 - 55,50 m	0,00	0,36	53,71	45,94
-55,000	55									
-56,000	56									
-57,000	57		31			8 + 13 + 18 = 31 58,00 - 58,50 m	0,00	2,71	46,70	50,59
-58,000	58									
-59,000	59									
-60,000	60		34			9 + 15 + 19 = 34 60,00 - 60,50 m				

Depth	Deskripsi Tanah	Thickness	Nspt	Volumetri Gravimetri					Direct / Triaxial			Konsolidasi			
				eo	Wc	ssat	s'	sd	ϕ	C	Cu	Pp	Ce	Cs	Cv
m		m	m		(%)	t/m ³	t/m ³	t/m ³	(°)		t/m ²				cm ² /s
0 - 18	Clay Silt	18	12	1.45	53.9	1.690	0.690	1.1	28	1.33	2	-	0.350	0.044	0.0006
18- 44	Clay Silt	26	20	1.08	39.9	1.820	0.820	1.3	24	4.29	6.4	-	0.240	0.030	0.0008
44 - 60	Clay Silt	16	30	0.8	29.6	1.960	0.960	1.5	30	6.07	9.6	-	0.160	0.020	0.001

Depth	Nspt	Deskripsi Tanah	Konsistensi		
			LL	PL	PI
m	m		(%)	(%)	(%)
0 - 12	12	Clay Silt	54.06	-	30
12 - 44	20	Clay Silt	54.2	-	31.2
44 - 60	30	Clay Silt	54.6	-	31.4



**PROGRAM STUDI
LINTAS JALUR S1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA**

JUDUL TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF SISTEM PERTEMUAN
ANTARA TIMBUNAN REKLAMASI
DENGAN JEMBATAN PADA TELUK
LAMONG - SURABAYA**

NAMA GAMBAR

LAYOUT PERENCANAAN

DOSEN PEMBIMBING 1

MUSTAIN ARIF S.T, M.T

DOSEN PEMBIMBING 2

Dr. YUDHI LASTIASIH , S.T, M.T

NAMA & NRP MAHASISWA

YUDHA SETYAWAN / 3114105061

CATATAN

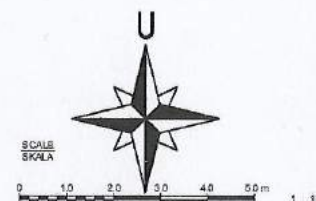
SATUAN DALAM METER

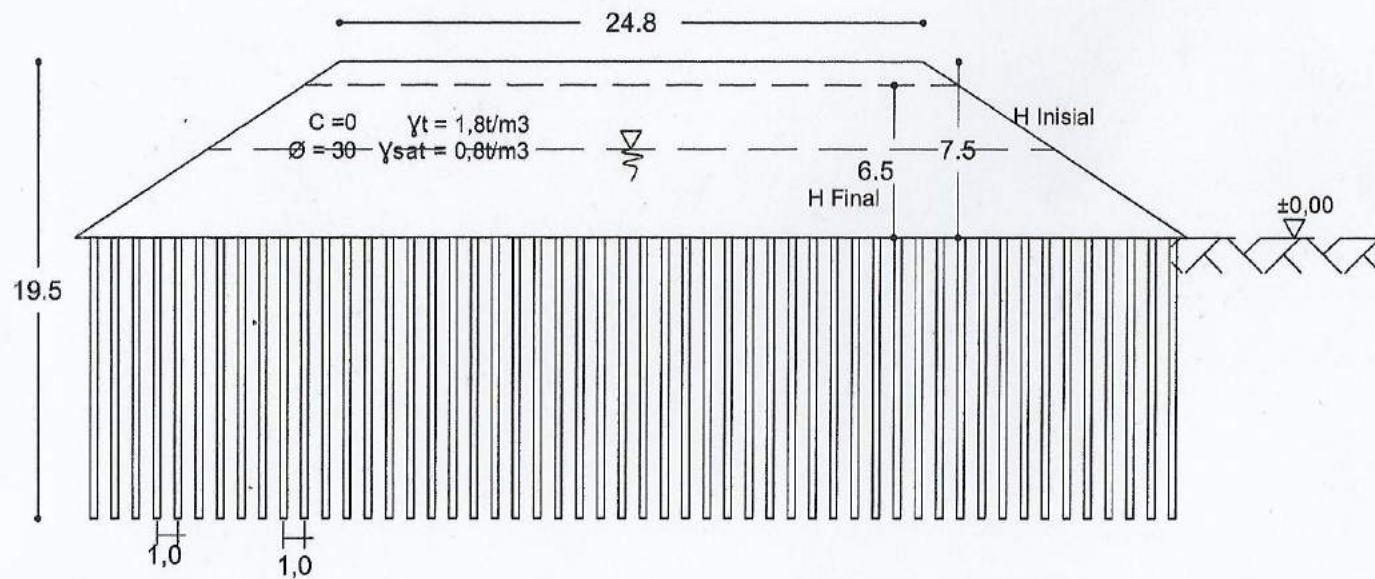
SKALA GAMBAR

1:100

NO GAMBAR

1





PROGRAM STUDI
LINTAS JALUR S1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF SISTEM PERTEMUAN
ANTARA TIMBUNAN REKLAMASI
DENGAN JEMBATAN PADA TELUK
LAMONG - SURABAYA

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG A-A

DOSEN PEMBIMBING 1

MUSTA'IN ARIF S.T, M.T

DOSEN PEMBIMBING 2

Dr. YUDHI LASTIASIH, S.T, M.T

NAMA & NRP MAHASISWA

YUDHA SETYAWAN / 3114105061

CATATAN

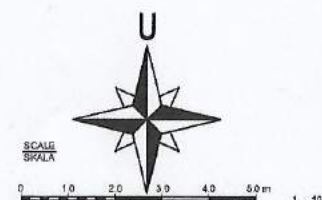
SATUAN DALAM METER

SKALA GAMBAR

1:100

NO GAMBAR

2



-3.75 mLWS

±7.50

Dasar Galian + 0.00



PROGRAM STUDI
LINTAS JALUR S1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF SISTEM PERTEMUAN
ANTARA TIMBUNAN REKLAMASI
DENGAN JEMBATAN PADA TELUK
LAMONG - SURABAYA

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG B-B

DOSEN PEMBIMBING 1

MUSTA'IN ARIF S.T, M.T

DOSEN PEMBIMBING 2

Dr. YUDHI LASTIASIH, S.T, M.T

NAMA & NRP MAHASISWA

YUDHA SETYAWAN / 3114105061

CATATAN

SATUAN DALAM METER

SKALA GAMBAR

1:100

NO GAMBAR

3



PROGRAM STUDI
LINTAS JALUR S1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF SISTEM PERTEMUAN
ANTARA TIMBUNAN REKLAMASI
DENGAN JEMBATAN PADA TELUK
LAMONG - SURABAYA

NAMA GAMBAR

DETAIL PEMASANGAN
TIANG MIRING (ANCHOR)
PER 3M POTONGAN C-C

DOSEN PEMBIMBING 1

MUSTA'IN ARIF S.T, M.T

DOSEN PEMBIMBING 2

Dr. YUDHI LASTIASIH, S.T, M.T

NAMA & NRP MAHASISWA

YUDHA SETYAWAN / 3114105061

CATATAN

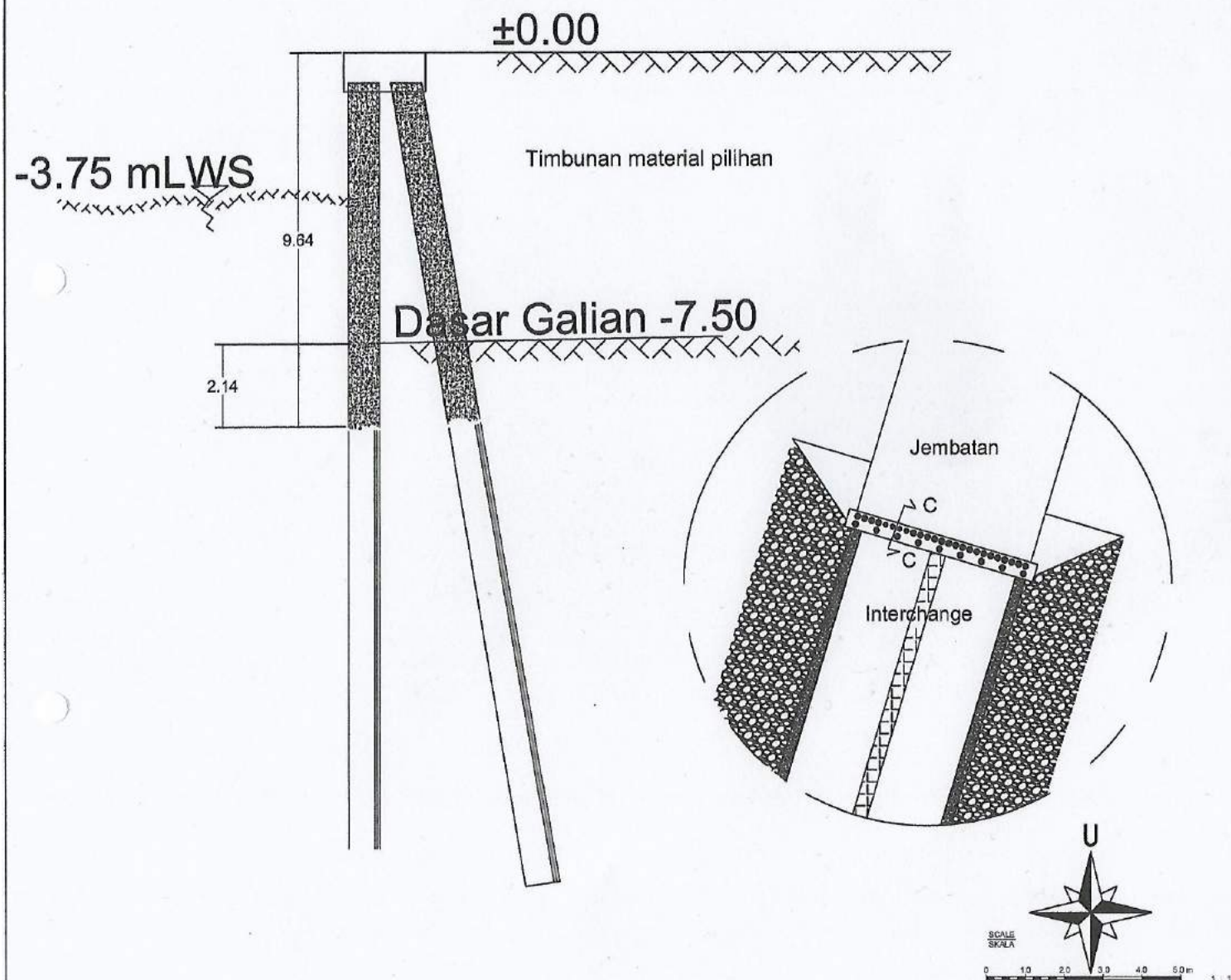
SATUAN DALAM METER

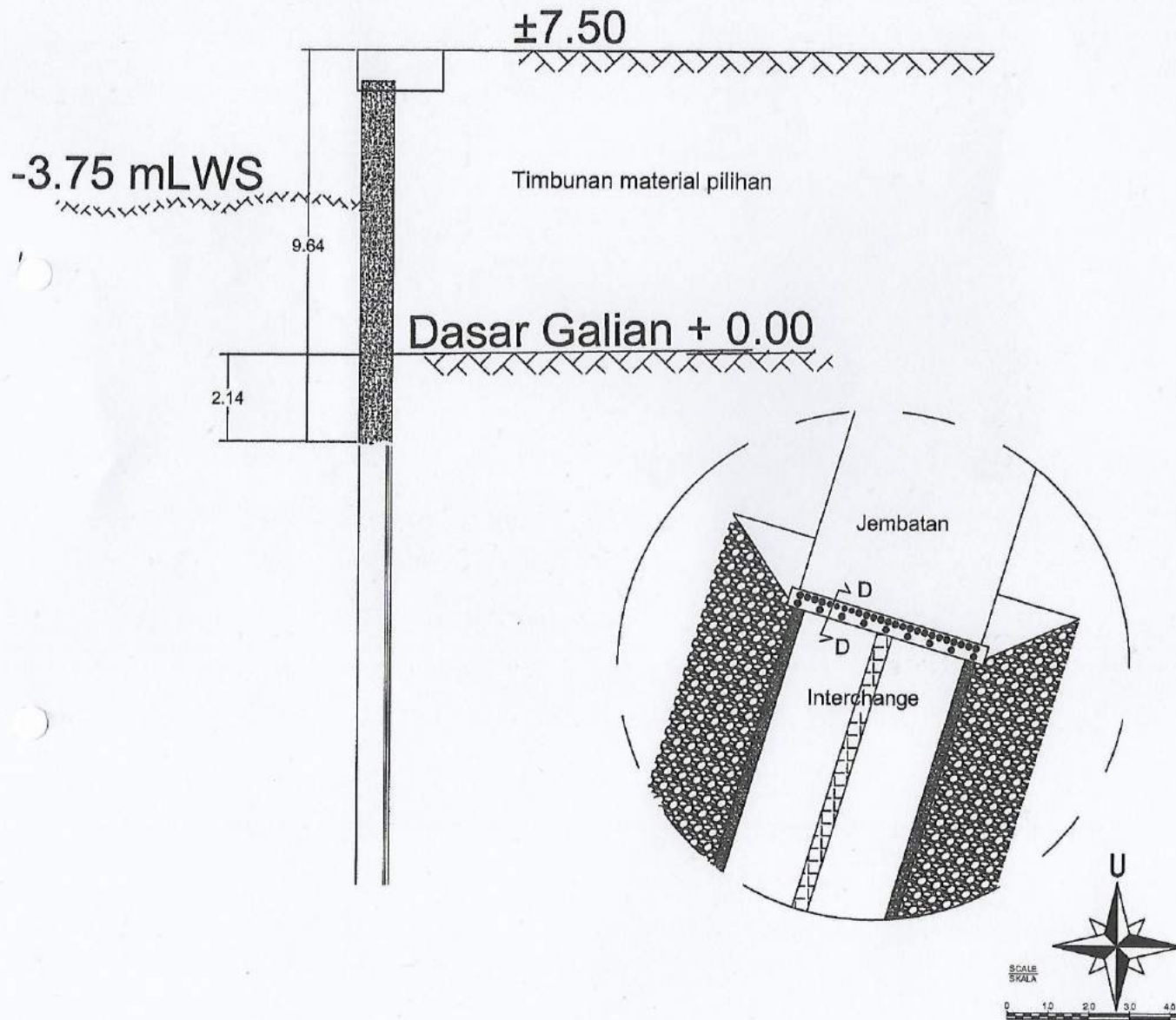
SKALA GAMBAR

1:100

NO GAMBAR

4





PROGRAM STUDI
LINTAS JALUR S1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF SISTEM PERTEMUAN
ANTARA TIMBUNAN REKLAMASI
DENGAN JEMBATAN PADA TELUK
LAMONG - SURABAYA

NAMA GAMBAR

DETAIL PEMASANGAN
TURAP POTONGAN D-D

DOSEN PEMBIMBING 1

MUSTA'IN ARIF S.T, M.T

DOSEN PEMBIMBING 2

Dr. YUDHI LASTIASIH, S.T, M.T

NAMA & NRP MAHASISWA

YUDHA SETYAWAN / 3114105061

CATATAN

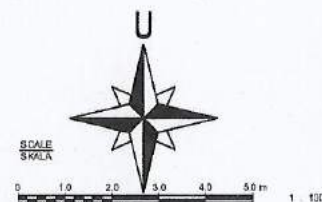
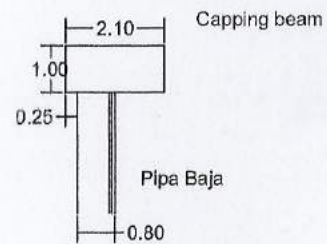
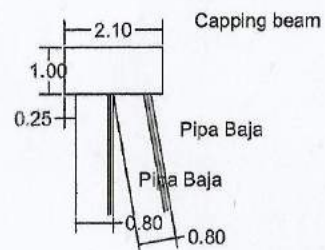
SATUAN DALAM METER

SKALA GAMBAR

1:100

NO GAMBAR

5



**PROGRAM STUDI
LINTAS JALUR S1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA**

JUDUL TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF SISTEM PERTEMUAN
ANTARA TIMBUNAN REKLAMASI
DENGAN JEMBATAN PADA TELUK
LAMONG - SURABAYA**

NAMA GAMBAR

**DETAIL PEMASANGAN
CAPPING BEAM**

DOSEN PEMBIMBING 1

MUSTA'IN ARIF S.T, M.T

DOSEN PEMBIMBING 2

Dr. YUDHI LASTIASIH , S.T, M.T

NAMA & NRP MAHASISWA

YUDHA SETYAWAN / 3114105081

CATATAN

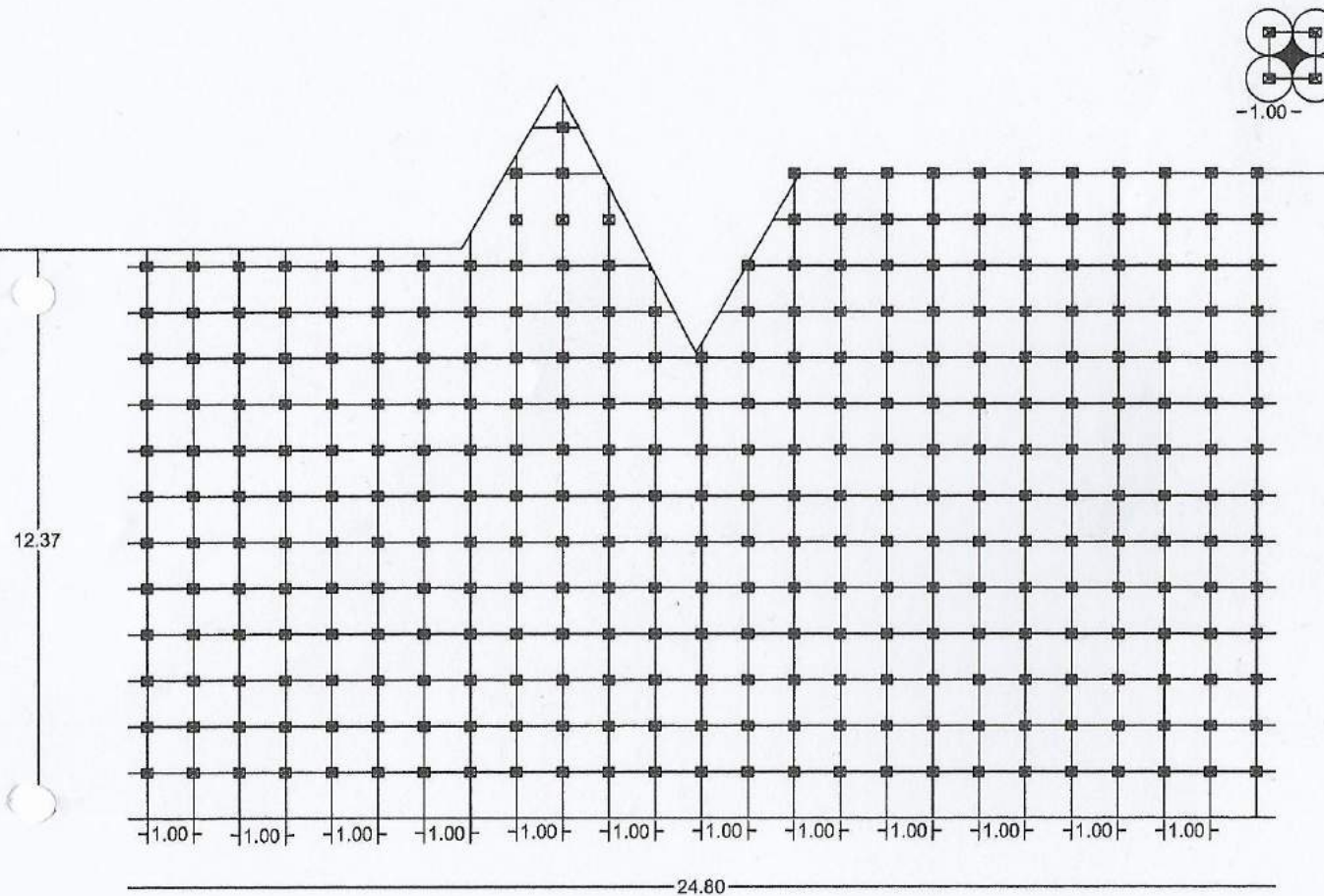
SATUAN DALAM METER

SKALA GAMBAR

1:100

NO GAMBAR

6



**PROGRAM STUDI
LINTAS JALUR S1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA**

JUDUL TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF SISTEM PERTEMUAN
ANTARA TIMBUNAN REKLAMASI
DENGAN JEMBATAN PADA TELUK
LAMONG - SURABAYA**

NAMA GAMBAR

**DETAIL PEMASANGAN PVD
POLA SEGIEMPAT**

DOSEN PEMBIMBING 1

MUSTA'IN ARIF S.T, M.T

DOSEN PEMBIMBING 2

Dr. YUDHI LASTIASIH, S.T, M.T

NAMA & NRP MAHASISWA

YUDHA SETYAWAN / 3114105081

CATATAN

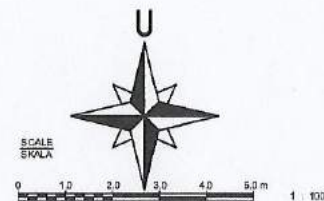
SATUAN DALAM METER

SKALA GAMBAR

1:100

NO GAMBAR

7



BIODATA PENULIS

Yudha Setyawan



Penulis dilahirkan di Lumajang, 4 Januari 1992, merupakan anak pertama dari 2 (dua) bersaudara.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Ditotrunan 1 Lumajang, SMPN 1 Lumajang, dan SMAN 1 Lumajang pada 2010. Penulis mengikuti seleksi penerimaan mahasiswa jalur SMITS Program Diploma III Teknik Sipil ITS pada tahun 2011..

Penulis menempuh pendidikan di Program Diploma III Teknik Sipil ITS selama 3 tahun, lulus pada 14 Agustus tahun 2014. Sebelum lulus dari Program Diploma III Teknik Sipil ITS, penulis diterima bekerja di PT. Marina Widya Karsa sebagai Quality Control pada Proyek Pembangunan RUSUNAWA SURABAYA 1 dan SURABAYA 4 sampai Desember 2014. Dan Pada tahun 2014 tepat pada bulan September penulis melanjutkan pendidikannya untuk mengambil Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan di Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS).

Penulis terdaftar di Jurusan Teknik Sipil Program Sarjana Lintas Jalur Institut Teknologi Sepuluh Nopember dengan NRP. 3114105061. Apabila ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat berkomunikasi via email (yudhasetyawanW04@gmail.com).

“halaman ini sengaja dikosongkan”